técnica

48 associação dos estudantes do instituto superior técnic
maio 1965 revista de engenhar

CIMENTO SECIL

Fábrica:

Outão — Setúbal

Telef. 228824/5

Escritório:

R. do Comércio, 56-3.º

LISBOA 2

Telef. 328201/2/3

UNIÃO ELÉCTRICA PORTUGUESA

S. A. R. L.

SEDE

Rua de Alexandre Herculano, 244 — PORTO

TELEFONES: 2 76 76 / 77 / 78 / 79 — Est. 90

DELEGAÇÃO

Rua Rosa Araújo, 35 — LISBOA

TEL.: 73 11 81/82/83/84/85/86 - 73 33 33 - 48 49 91

●

ELECTRICIDADE DO LINDOSO E DAS CENTRAIS DO FREIXO E DA CACHOFARRA

●

A **UNIÃO ELÉCTRICA PORTUGUESA** distribui, pela mais extensa rede de alta tensão em Portugal (cerca de 2 500 km), energia eléctrica em 70 concelhos, nos distritos de VIANA DO CASTELO, BRAGA, PORTO, AVEIRO, COIMBRA, VISEU, LEIRIA, SETÚBAL e ÉVORA.

confiança para a construção com

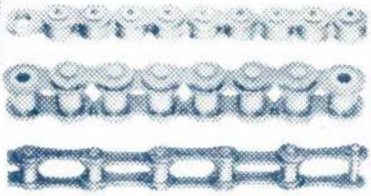
materiais novobra

EM BETÃO PRÉ-ESFORÇADO

pavimentos
coberturas
vigas de grande vão
asnas
perfis

SOCIEDADE DE PRÉ-FABRICAÇÃO E OBRAS GERAIS, NOVOBRA, LDA.
AV. EST. UNIDOS DA AMÉRICA, 100, 5.º D. - TEL. 77 48 32/76 64 46 - LISBOA-5

REGINA REX



CORRENTES DE TRANSMISSÃO

PARA

INDÚSTRIA, AGRICULTURA, ETC.

REPRESENTANTES EXCLUSIVOS

AUTO-LUSITANIA
ALFREDO DUARTE, LDA.

AVENIDA DA LIBERDADE, 73-79
LISBOA

técnica

Redacção e Administração: AVENIDA ROVISCO PAIS, I.S.T. * TELEF. 77 54 49 * LISBOA - 1

— DIRECTOR
J. F. GOMES DE PINA

— ADMINISTRADOR
ASSIS F. MARTINS

— SECRETARIO
J. M. COSTA MONTEIRO

— REDACTORES
HELENA ALVES
BARBOSA COLEN
GIRÃO PINA

EDITOR E PROPRIETÁRIO
ASS. DOS EST. DO IST

PUBLICAÇÃO PERIÓDICA
MENSAL

ANO XL N.º 348
MAIO DE 1965

ASSINATURAS:

	3 N.os	6 N.os	10 N.os
Continente e Ilhas	37$50	60$00	110$00
Ultramar Português e Espanha	—	65$00	120$00
Estrangeiro	—	70$00	130$00

NUMERO AVULSO 15$00

COMPOSTO E IMPRESSO
NA
Tip. JORGE FERNANDES, L.DA
RUA CRUZ DOS POIAIS, 103
LISBOA

SUMÁRIO

CAPA — Reservatório para água da Companhia Previdente — Alverca — (Capacidade 175 000 litros) — Construção da Sociedade de Construções Amadeu Gaudêncio, Lda.

Págs.

Formulação do problema físico da barragem abóbada
Por Manuel Rocha 491

Traçado de diagramas de rendimento em colina para turbinas hidráulicas
Por José Rebello da Silva 507

Notas informativas — **Elementos sobre a produção e o consumo de energia no rede eléctrica nacional** 512

Pré-dimensionamento dum exutor submarino de esgoto de águas residuais
Por Amílcar José Ramos Ambrósio 513

Propriedades mecânicas das resinas de acetal homopolímeras
Por António J. C. da Silva Pinto 535

Do Mundo Técnico 543

Biblioteca 549

OS ARTIGOS PUBLICADOS NESTA REVISTA SÃO DA EXCLUSIVA RESPONSABILIDADE DOS AUTORES

Índice Alfabético dos nossos anunciantes

A — Pág.

Aguiar & Melo, Lda. XXXIII
A. Johnson & Co (Portugal), Ltd. . . XXXII
Asea Eléctrica Ld.ª XXIX
Auto-Lusitânia . . . . . 2.ª da capa

B

B. P. XXVI
Bell's e Comp. XXXIV

C

C. Santos, Ltd.ª . . . . . V e VI
CIDEX IV
CIDLA XXVIII
Cimento Secil . . . . . 2.ª da capa
Companhia de Cimentos Brancos . . VIII
Companhia Portuguesa de Fornos Eléctricos XXXIV
Companhia Portuguesa de Trefilaria XXIV
Companhia União Fabril XIV
Construções Técnicas XXXVII

D

Du Point IX

E

Electro-Arco, Ltd.ª VI
Empresa de Cimentos de Leiria . . XLI
Empresa Electro Cerâmica XXXI
Empresa de Produtos Asfálticos. . . X
Empresa de Sondagens e Fundações Teixeira Duarte, Ltd.ª . . . . . 3.ª da capa
Empresa Técnica de Equipamentos Eléctricos XI
Empresa Ultramarina de Sondagens e Fundações XV

F

Fábrica Portugal II
Fanafel XVI
Fundações Franki, Lda. I

G

George Fischer XII
Guedes & Almeida, Lda. XL

H

Harker Sumner & C.ª, Ltd. XXXVII

I — Pág.

I. S. T. XXX
Impermeábilis XXVI
Isola XXIX

J

J. J. Gonçalves, Suc. XXV
Jayme da Costa, Lda XIX
Johann Keller XLII
Jorge Gonçalves XX

L

LISNAVE XXX

M

MAGUE XIII
Metalúrgica Duarte Ferreira XVIII
Mobil Oil Portuguesa . . . . . 4.ª da capa
Monteiro Gomes, Lda. XXXVIII

N

Novobra, Lda. . . . . 2.ª da capa

P

Patrick Thompson, Lda. XLII
Pimentel & Casquilho, Ltd.ª III

Q

Quimicor, S.A.R.L. XXIII

S

SMEIA XV
Soc Const. Amadeu Gaudêncio . . XXXI
Sociedade Portuguesa Cavan . . . VIII
Sondagens e Fundações A. Cavaco . IV
Sondagens Ródio, Ltd.ª XXIX
Sotécnica XLII
Standard Eléctrica VII
S. T. E. T. XXI

U

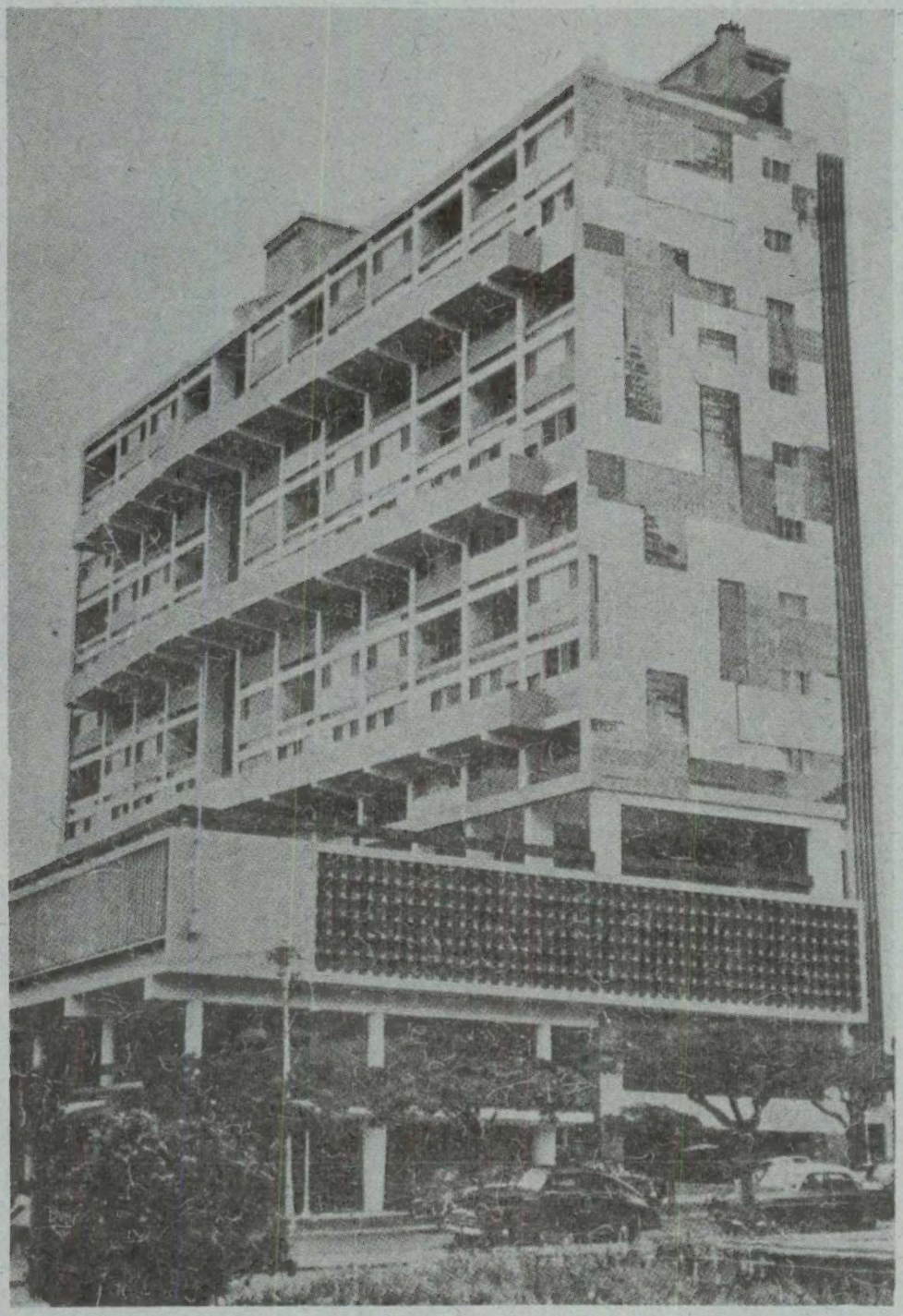
União Eléctrica Portuguesa . . . . . 2.º da capa

V

Vasco Pessoa, Lda. XXVI

W

Wild Portugal, Lda. XVI



Montepio de Moçambique — Lourenço Marques

Assente sobre
ESTACAS FRANKI

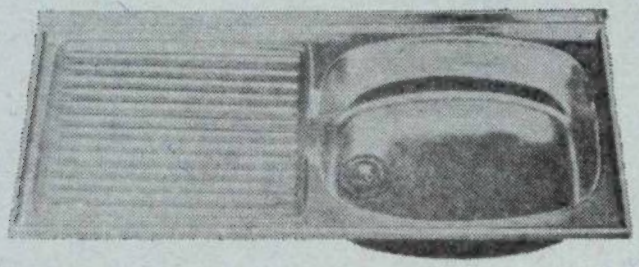
FUNDAÇÕES FRANKI, L.DA

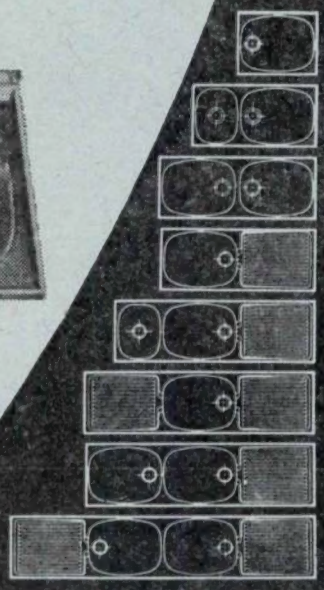
Rua Braamcamp, 13, 3.º LISBOA 1 Telefone 73 41 12 3 linhas

LAVA-LOUÇAS EM AÇO INOXIDAVEL

Modernize os lares de Portugal, usando nas suas cozinhas Lava-Louças em AÇO INOXIDÁVEL. Concepção e execução da

FABRICA PORTUGAL





elegantes e higiénicos - duração ilimitada - revestidos de isolante especial - fornecidos com sifão de segurança - não partem a louça

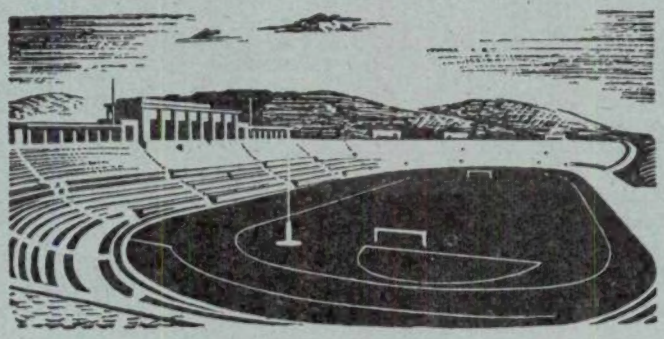
- 8 MODELOS STANDARD - OUTROS MODELOS FORA DE SÉRIE
- MODELOS ESPECIAIS PARA GRANDES INSTALAÇÕES
- IGUAIS AOS MELHORES ESTRANGEIROS

À VENDA NAS BOAS CASAS DA ESPECIALIDADE E NOS SEUS SALÕES DE EXPOSIÇÃO E VENDA

PRAÇA DOS RESTAURADORES - RUA FEBO MONIZ

PIMENTEL & CASQUILHO, L.DA

QUASE 40 ANOS
AO SERVIÇO DA
ENGENHARIA PORTUGUESA



GRANDE SORTIDO
DE INSTRUMENTOS DE
PRECISÃO, CIENTÍFICOS
E INDUSTRIAIS

RUA JARDIM DO REGEDOR, 24, 2.°
LISBOA
TELEF.: 32 43 14 — 32 42 48 ✦ TELEG.: TECNA

Bombas centrífugas «PACIFIC»

Construídas por

Batignolles - Chatillon

Especialmente destinadas para:

— Petróleos
— Indústrias químicas
— Construções navais
— Centrais eléctricas
— Alimentação de caldeiras
— Etc., etc.

Sob as condições de funcionamento seguintes:

— Débitos: 1 m³/h a 10.000 m³/h
— Pressões: altas e baixas
— Temperaturas: −180° C + 500° C
— Líquidos: corrosivos ou não

Para estudos e orçamentos, consultar o representante em Portugal:

CIDEX — Comércio Internacional
e Representações Industriais, Lda.

Av. Casal Ribeiro, 46-2.°/Telef. 73 53 07/LISBOA 1

Pesquisas e captações de água

Sondagens

Rebaixamento de níveis aquíferos

Injecções e consolidações de terrenos

Fundações

Estacas de betão

SONDAGENS E FUNDAÇÕES A. CAVACO, LDA.

R. RODRIGO DA FONSECA, 62, R/C ESQ. — LISBOA-1
— TELEF. 73 35 48 - 5 95 62 - 55 36 73

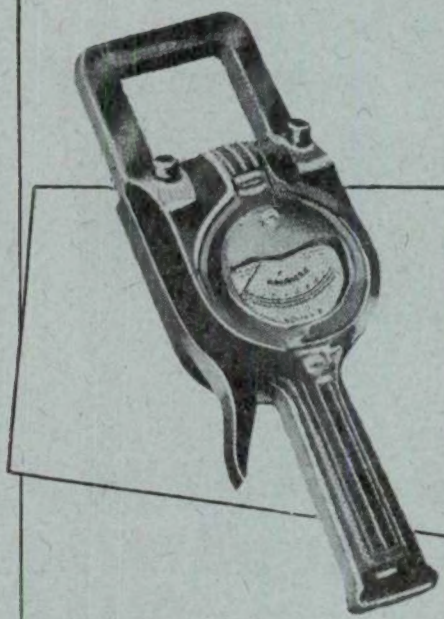
ELECTRO-ARCO
LIMITADA

ELECTRODIOS
POSTOS E ACESSORIOS
PARA A SOLDADURA ELECTRICA

MATERIAL APROVADO PELO
LLOYD'S REGISTER OF SHIPPING

FÁBRICA E LABORATÓRIOS
VENDA NOVA — AMADORA
LISBOA
RUA SILVA CARVALHO, 239 — TEL 683649
PORTO
RUA DO BOLHÃO, 216 — TEL 21277

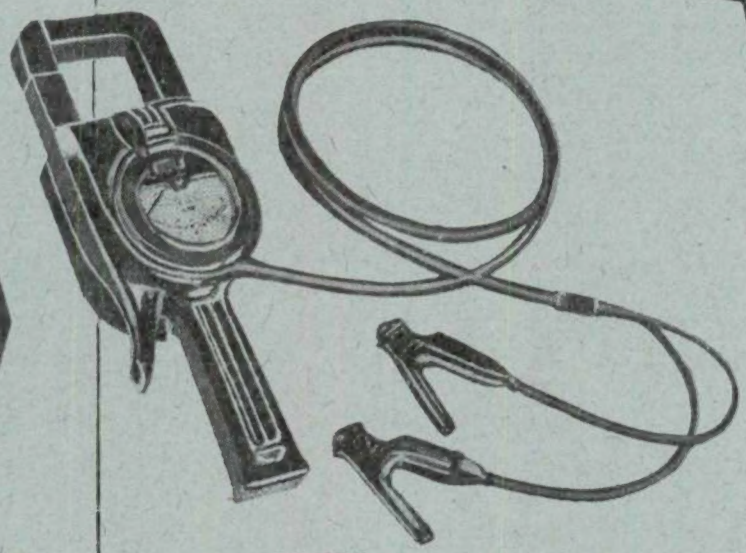
PINÇAS FERRANTI



PINÇAS VOLT — AMPERIMÉTRICAS

7 ESCALAS

EM AMPÈRES	EM VOLTS
0 – 10 AMPS.	0 – 150 V
0 – 25 »	0 – 600 »
0 – 100 »	
0 – 250 »	
0 – 1000 »	



PINÇA WATTIMÉTRICA

7 ESCALAS

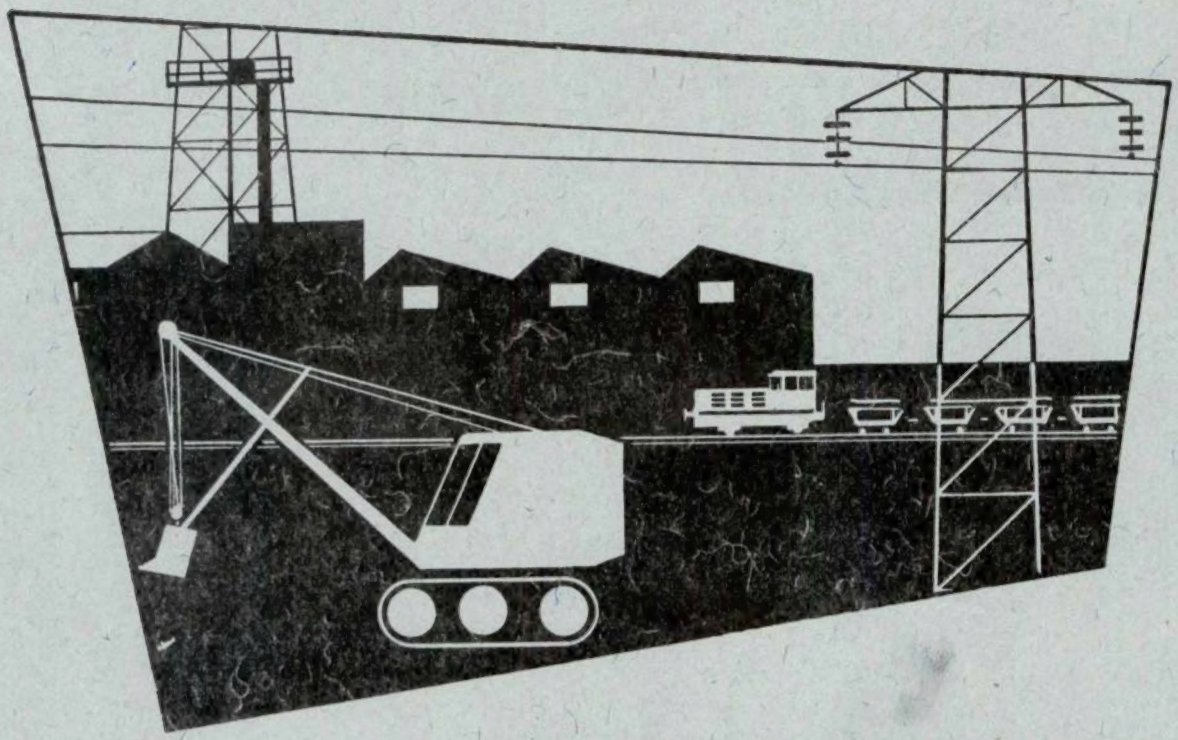
0 – 3 KW
0 – 6 »
0 – 12 »
0 – 30 »
0 – 60 »
0 – 120 »
0 – 300 »

REPRESENTANTES:

C. SANTOS, S. A. R. L.

29, AVENIDA DA LIBERDADE, 41 — LISBOA

DIVISÃO MARÍTIMA E INDUSTRIAL
AVENIDA DA LIBERDADE, 29-41 — LISBOA
160, RUA STA. CATARINA, 168 — PORTO



MERCEDES-BENZ

MOTORES INDUSTRIAIS DIESEL

MOTORES PARA TODAS AS APLICAÇÕES INDUSTRIAIS
FAMOSOS EM TODO O MUNDO PELA SUA GRANDE ROBUSTÊS. ECONOMIA
DE CONSUMO E FACILIDADE DE MANUTENÇÃO
MODELOS DESDE 15 A 2.500 H. P.

EM ARMAZÉM:

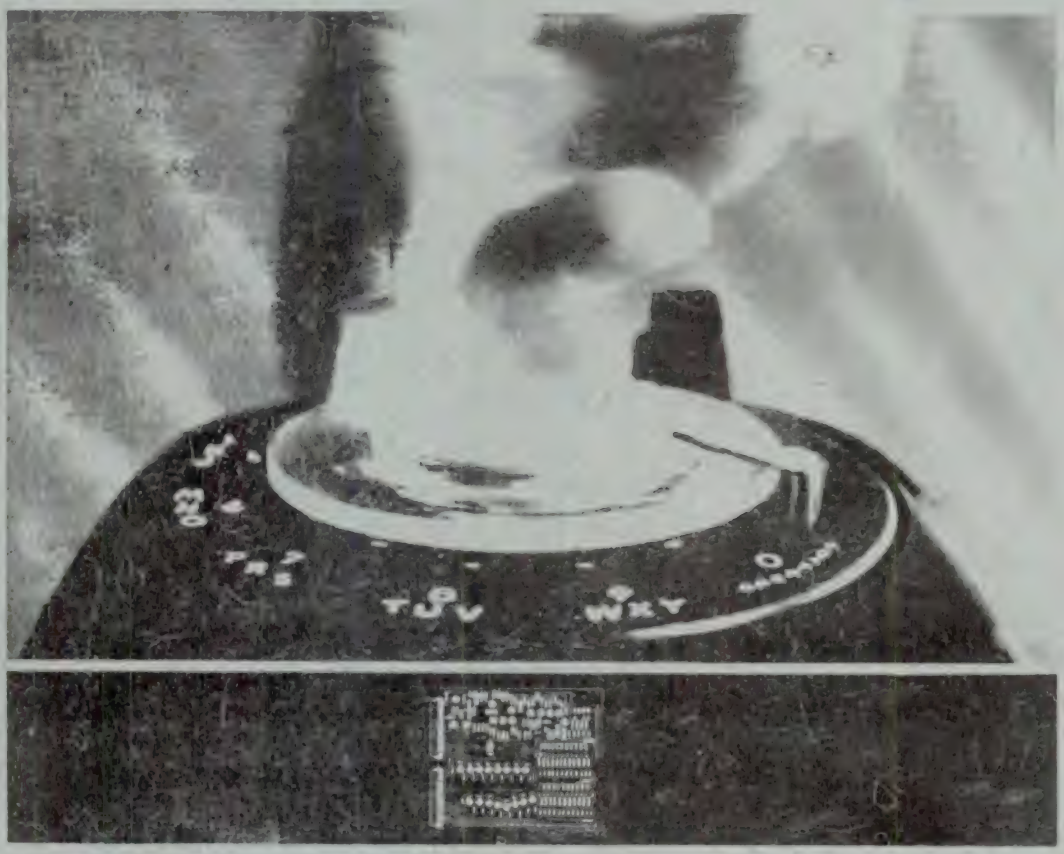
MODELO M B 841 B	25 H. P. — 1.000 R. P. M.
MODELO M 202 B	55 H. P. — 1.200 R. P. M.
MODELO M 203 B	90 H. P. — 1.200 R. P. M.
MODELO M 204 B	120 H. P. — 1.200 R. P. M.

OUTROS MODELOS PARA ENTREGA MUITO RÁPIDA

MOTORES A 4 TEMPOS · ARREFECIMENTO POR ÁGUA
ARRANQUE A AR COMPRIMIDO OU ELÉCTRICO

REPRESENTANTES C. SANTOS, S. A. R. L. — DIVISÃO MARÍTIMA E INDUSTRIAL

29. AV. DA LIBERDADE. 41 — LISBOA
160. R. DE S.TA CATARINA. 168 — PORTO



EM CADA CHAMADA PRESTAMOS UM SERVIÇO

O seu telefone, servo obediente, aprende novas maneiras de o servir. Muitas das vantagens já hoje existentes nas centrais telefónicas internas serão num futuro próximo introduzidas nas redes públicas. Assim, sem ter que levantar o auscultador, poderá marcar o número pretendido. Se por coincidência este estiver interrompido, o seu telefone avisá-lo-á do momento em que a linha está livre evitando, assim, grandes perdas de tempo e aborrecimentos. Por outro lado a telefonista pode fazer uma chamada e efectuar imediatamente a sua transferência sem ter que preocupar-se mais. Esse sistema actua como que se gravasse o que lhe foi dito: será, pois, um fiel servidor. Estas e outras extraordinárias realizações já são incluídas nos equipamentos da ITT.

Centrais de tipo convencional que ocupam salas darão lugar a equipamentos com dimensões de gavetas.

Estes projectos tipificam o carácter pioneiro da ITT em matéria de comunicações. Já em 1930 a ITT havia instalado um sistema de chamada directa entre assinantes a longa distância. Trabalhos desta natureza, bem como muitos outros aplicados à TV, radar, micro-ondas, comunicações marítimas e espaciais, permitiram a ITT (International Telephone and Telegraph Corp.) alcançar a posição do maior grupo de electrónica e telecomunicações do mundo.

A **Standard Electrica, S.A.R.L**

É UMA ASSOCIADA DA **ITT**

O EMPREGO DO CIMENTO BRANCO...

permite acabamentos mais perfeitos, mais duradouros e muito mais económicos

Estude a vantagem do emprego do

CIMENTO BRANCO LUSO

Consulte os distribuidores gerais

No Sul: **SCIAL** — T. do Corpo Santo, 15 — Telef. 66 61 86 — Lisboa
No Norte: **SCIAL** — R. do Bonjardim, 205 — Telef. 2 5779 — Porto

CAVAN

SOCIEDADE PORTUGUESA

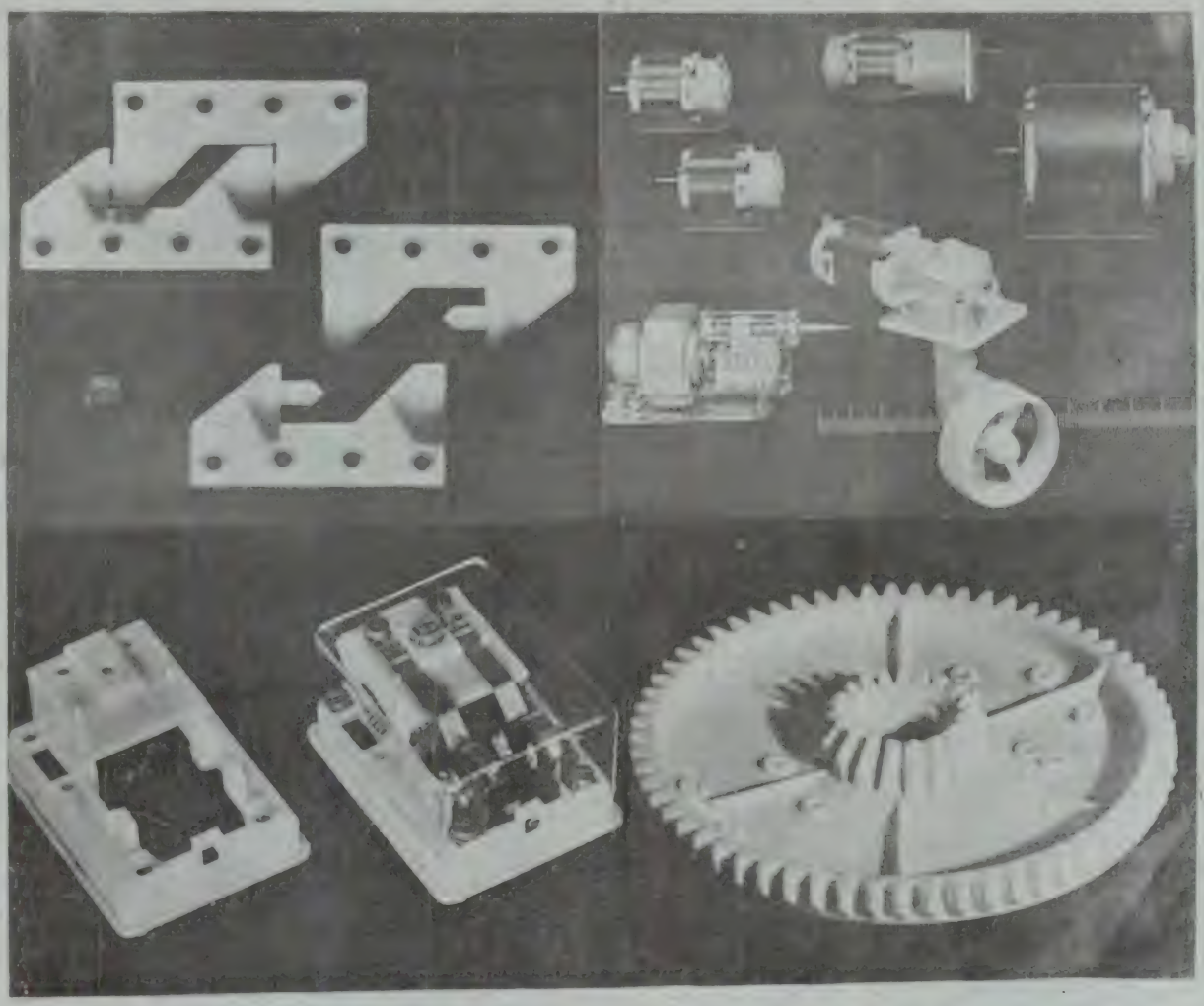
✸

POSTES DE BETÃO PARA LINHAS ELÉCTRICAS
MOSAICOS E AZULEJOS

COLUNAS PARA ILUMINAÇÃO PÚBLICA
MANILHAS PARA ESGOTOS

✸

RUA D. ESTEFÂNIA, 94-A
TELEF. 47812-50129
LISBOA



À ENGENHARIA CIVIL, ELECTROTÉCNICA E MECÂNICA, A QUÍMICA OFERECE **DELRIN**®

DELRIN® é a resina do acetal experimentada através dos seus milhares de aplicações.

Na figura da esquerda para a direita: Dobradiça, motores eléctricos miniaturas, base de relés, engrenagem.

O distribuidor mantem stock permanente da matéria prima. Não deixe de consultar os seus serviços técnicos.

DELRIN® é a marca registada da Du Pont para as suas resinas acetálicas.

DISTRIBUIDOR EM PORTUGAL

ANJOS PEREIRA & C.ª, L.DA

Rua D. João V, n.º 7, 1.º, Dt.º

Teleg. STAG LISBOA Tel. 684141

DUPONT
REG U.S. PAT. OFF

Plastics Department, Du Pont de Nemours International S.A., Geneva, Switzerland

Celulite

ISOLAMENTO
TÉRMICO DAS
CONSTRUÇÕES

PAVIMENTOS
*
TECTOS
*
PAREDES
*
CÂMARAS
FRIGORÍFICAS
*
ISOLAMENTOS
INDUSTRIAIS

Terraços e pavimentos isolados com CELULITE no edifício da Comp.ª de Seguros Fidelidade — P. das Águas Livres — Lisboa

SETH, LDA. • RUA FILIPE FOLQUE, 10-1.º • TEL. 73 01 56 — LISBOA

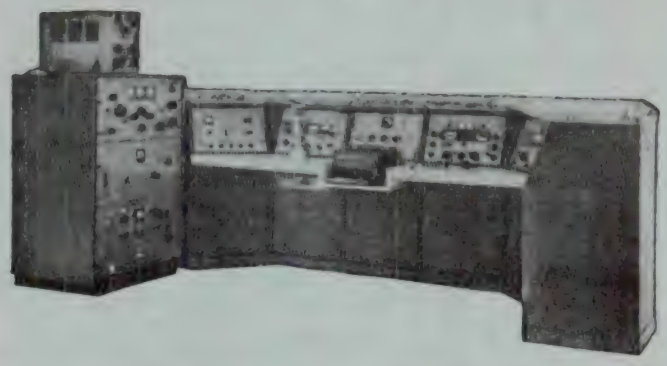
Para impermeabilizar terraços,
paredes, fundações, etc.

COLAGEM DE
TACOS DE MADEIRA

TELEF. 73 0156 TELEG. EPALDA — LISBOA

EMPREZA DE PRODUCTOS ASFÁLTICOS
IMPERMEABILISADOR
IMEPA
RUA FILIPE FOLQUE, 10-1.º-LISBOA

FÁBRICA EM SÁCAVÉM



Comunicações

equipamentos
e sistemas completos

- Cuidadosamente projectados
- Amplamente experimentados
- Completamente integrados

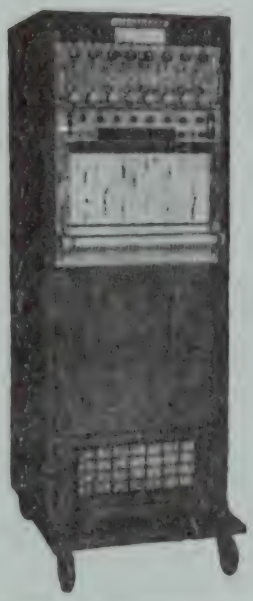
THE TECHNICAL MATERIEL CORPORATION

HEWLETT hp PACKARD

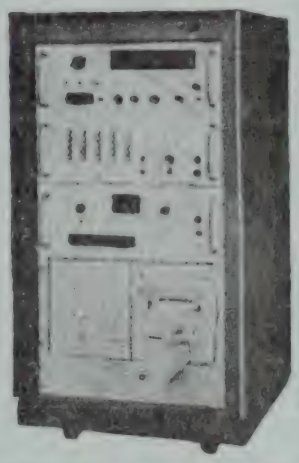
aparelhagem electrónica de medida e registo

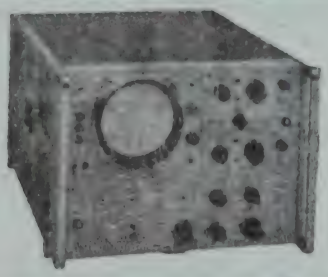
Osciloscópios, Oscilógrafos, Voltímetros electrónicos, Geradores de sinal, Contadores electrónicos, Registadores digitais, Fontes de alimentação

Registador Sanborn



Registador digital Dymec





Osciloscópio HP

Contador Electrónico HP

TELECTRA EMPRESA TECNICA DE EQUIPAMENTOS ELECTRICOS, S.A.R.L.

Considerada sobre todos os angulos a marca +GF+ vos proporcionará sempre a certeza que as suas máquinas de fundição estão à frente tanto em relação ao rendimento como à qualidade.

Extrato do nosso programa de fabricacão e venda:

Aparelhos para ensaio das areias

SIMPSON MIX-MULLER para serviço descontinuo ou continuo

Dispositivo automático de humidificação de areia MOLDABILITY CONTROLLER

Instalações de preparação de areias

Instalações de grenalhagem por turbina sem ar comprimido, sistema «WHEELABRATOR»

- Máquinas a tambor
- Máquinas especiais para limpesa e decapagem em uma só operação
- Máquinas com mesa de todos os géneros
- Máquinas monorail e carrossel
- Instalações de grenalhagem a passagem continua para produtos laminados

Máquina especial para o ensaio de grenalhas abrasivas

Georges Fischer Sociedade Anónima, Schaffhouse (Suiça)

Telefone (053) 5 60 31 / 5 70 31
Telegrammas Geofischer Telescriptor 3 29 15 geofischer ch

técnica

DIRECTOR: J. F. GOMES DE PINA

Ano XL — N.º 348 Maio de 1965

C. D. U. 627.825:53

FORMULAÇÃO DO PROBLEMA FÍSICO DA BARRAGEM ABÓBADA*

POR MANUEL ROCHA

Director, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa

SUMÁRIO

Pretende-se no presente trabalho definir as bases de cálculo, isto é, a idealização da realidade que tem interesse prático considerar no projecto das barragens abóbada. Para isso, procura-se julgar a relevância da influência dos diversos parâmetros de que depende o estado de tensão deste tipo de estruturas. É discutida a influência das formas que podem ter as barragens abóbada, das propriedades do betão da estrutura, das características dos maciços rochosos de fundação e das solicitações actuantes. É também discutida a hipótese, correntemente aceite, das tensões normais se distribuirem linearmente ao longo da espessura das barragens abóbada.

1. — INTRODUÇÃO

Tratando este simpósio da teoria das barragens abóbada, compreende-se que os seus organizadores tivessem desejado que em primeiro lugar fosse formulado o problema físico envolvido, dada a sua grande complexidade.

Vamos pois procurar nesta lição, por um lado, pôr em evidência os múltiplos parâmetros que influenciam o comportamento das barragens abóbada e, por outro lado, definir a idealização da realidade, isto é, o conjunto de hipóteses a partir do qual devem ser desenvolvidas as teorias de cálculo dessas estruturas. Tal como em toda a teoria física, essa idealização deve traduzir o que é relevante do ponto de vista da finalidade a atingir com a teoria, finalidade que, no caso presente, é o julgamento da segurança da barragem, o qual implica a determinação do estado de tensão desenvolvido.

Os parâmetros que influenciam o estado de tensão das barragens abóbada, assim como de qualquer outra estrutura, são:

— a forma da estrutura
— as propriedades do material ou materiais constituintes
— as ligações exteriores, isto é, no caso em consideração, as fundações

* Versão em português da lição inaugural do «Simpósio sobre a teoria das barragens abóbada», organizado pela Universidade de Southampton, Inglaterra, em Abril de 1964.

— as solicitações actuantes, quer dizer, as acções de qualquer natureza que determinem deformações ou tensões.

Além destes parâmetros os valores das tensões calculadas dependem ainda das hipóteses simplificadoras introduzidas no estabelecimento das próprias teorias de cálculo.

Nos artigos seguintes vamos considerar sucessivamente todos os factores que acabam de ser mencionados.

2. — AS FORMAS DAS BARRAGENS ABÓBADA

As formas das barragens abóbada são muito variáveis, dependendo, por um lado, da forma do vale e das propriedades mecânicas das suas vertentes, e por outro lado, das concepções dos projectistas sobre o funcionamento estrutural e dos conhecimentos e meios de que eles dispõem para a elaboração dos projectos. Não há formas padrão, verificando-se mesmo uma tendência para a diversificação, em consequência da preocupação de busca de soluções mais económicas e do progresso dos conhecimentos e dos meios analíticos e experimentais de previsão do comportamento, donde resulta a possibilidade de uma adequação cada vez mais perfeita entre a estrutura e as condições do local onde vai ser construída.

As concepções gerais sobre as formas e o funcionamento das barragens abóbada sofreram uma profunda evolução nas últimas décadas. Essa evolução ainda prossegue mas, segundo se nos afigura, de maneira mais atenuada, o que não é de estranhar se se atender a que as concepções cada vez mais se apoiam em conhecimentos de carácter científico e menos na intuição individual. Este factor está contribuindo para uma certa unidade de concepção geral que se sobrepõe à diversificação imposta pelas condições locais a considerar em cada caso.

Nas concepções que primeiro surgiram, as barragens abóbada eram assimiladas a uma série de arcos sobrepostos, cuja interacção era desprezada, e ao paramento de montante era dada a forma cilíndrica, vertical, de directriz circular. Os arcos eram calculados pela fórmula dos tubos, donde resultavam barragens com arcos de espessura constante. Reconhecida a necessidade de ter em consideração o encastramento nas fundações, daí resultou a adopção de arcos de espessura variável, crescendo para as nascenças, em cujo cálculo era possível ter em consideração a deformabilidade das fundações.

Um passo fundamental foi dado ao reconhecer-se o interesse, para a redução do volume da obra, de dar aos arcos raios decrescendo com a cota, de harmonia com a diminuição da abertura do vale. Daqui resultou uma modificação profunda da forma, pois que se foi obrigado a abandonar a forma cilíndrica vertical do paramento de montante, aparecendo assim a barragem de dupla curvatura. Calculados os arcos pela fórmula dos tubos, conclui-se que, para um dado valor da tensão desenvolvida, σ, e da corda do arco, c, o volume mínimo de cada arco, V, e portanto da barragem, se obteria dando aos arcos um ângulo ao centro de cerca de 133° (fig. 1), conclusão que muito tem influenciado as formas das barragens. Porém, a preocupação, que por vezes ainda se verifica, de adoptar tal valor não se justifica. De facto, a curva de variação do volume tem um mínimo muito pouco acentuado (fig. 1), de tal modo que, por exemplo, para um angulo $\theta = 100°$ o acréscimo de volume é sòmente de cerca de 7 %, variação que não tem significado, dadas as grosseiras hipóteses em que

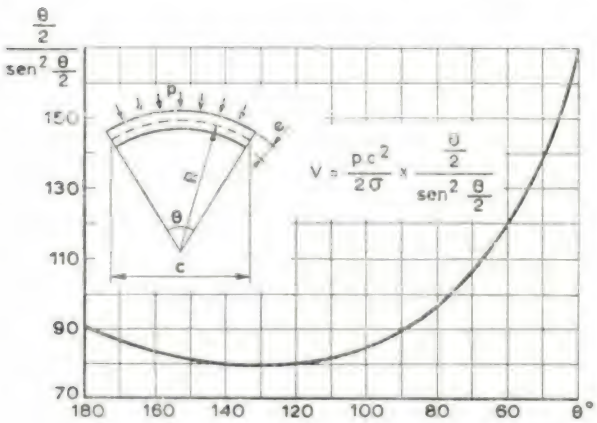


Fig. 1

se apoia o cálculo do volume V. A tendência geral verificada nos últimos anos tem sido a de reduzir os ângulos ao centro, com vista não só a obter soluções com menor volume de betão, quando dimensionadas por critérios mais evoluídos, mas também a melhorar as condições de inserção da barragem, isto é, a aproximar da normal à vertente o impulso descarregado sobre a fundação. Se se atender a que a segurança das barragens abóbada depende essencialmente das suas fundações, esta preocupação reveste a maior importância, devendo mesmo aceitar-se muitas vezes a sua satisfação à custa de incremento substancial das tensões desenvolvidas na estrutura.

Na evolução das concepções sobre as formas e o funcionamento das barragens abóbada, outro marco fundamental é a consideração da real solidariedade que existe entre os arcos de uma barragem. Para dimensionar as barragens abóbada de harmonia com essa concepção desenvolveram-se os dois bem conhecidos tipos de métodos de cálculo, o designado por «trial-load» e os baseados na teoria das cascas, aos quais os computadores electrónicos trouxeram nos últimos anos apoio precioso. Simultâneamente foram desenvolvidas técnicas de estudo sobre modelo que são hoje correntemente usadas, sobretudo no projecto de obras importantes.

A consideração da solidariedade entre os arcos tem permitido aproveitar melhor o material, isto é, obter soluções mais delgadas e mais económicas. Verifica-se um progressivo refinamento das formas, guiado pelo desejo de aproximação da forma ideal, que seria aquela para a qual a barragem funcionasse como uma membrana submetida a uma compressão uniforme. O método experimental da membrana fornece sugestões preciosas sobre as formas mais convenientes a adoptar para cada forma do vale (1).

Para melhorar a distribuição das tensões constata-se a tendência nos últimos anos para adoptar arcos com raio de curvatura variável, crescendo para as nascenças, tendo sido usados arcos circulares de três, ou mesmo mais, centros, arcos parabólicos e arcos elípticos, em geral com espessura variável. Acresce que estas formas apresentam a vantagem de melhorar a inserção da barragem nas vertentes do vale. Deve notar-se que para vales muito estreitos, nos quais o efeito consola, isto é, o efeito da solidariedade entre os arcos, não é relevante, a adopção de arcos não circulares tem menos interesse. Também para vales com grande abertura parece ter pouco interesse a adopção de arcos não circulares, uma vez que o comportamento dos arcos é sobretudo comandado pela deformabilidade das consolas (2).

É importante referir que a solidariedade entre os arcos acarreta, em certas zonas, o desenvolvimento de tracções sob a acção da pressão hidrostática, em especial na base a montante, na direcção vertical, σ_{pm} (fig. 2), efeito este que é tanto mais acentuado quanto mais aberto é o vale. A preocupação de anular, ou pelo menos reduzir substancialmente, estas tracções à custa do peso próprio constitui um factor determinante da tendência referida para uma certa unidade de concepção geral de formas. De facto, para conseguir tal resultado é actualmente muito corrente dar à consola central uma forma análoga à indicada na fig. 2, com um desaprumo para montante tal que o peso próprio instala uma compressão σ_{gm} suficientemente elevada para compensar a tracção devida à pressão hidrostática, sem que a jusante o peso instale uma tracção σ_{gj} importante. Além disso, é por vezes necessário dar um desaprumo para jusante na parte superior, a fim do peso próprio poder também compensar tensões de tracção verticais na zona A, instaladas pela pressão hidrostática. É oportuno referir que, apesar da concepção das barragens abóbada ser muito influenciada, sobretudo no caso de vales largos, pela preocupação de limitar o valor das tracções na base a montante, o facto é que a repercussão na segurança da estrutura da eventual fendilhação nesta zona está longe de se encontrar esclarecida.

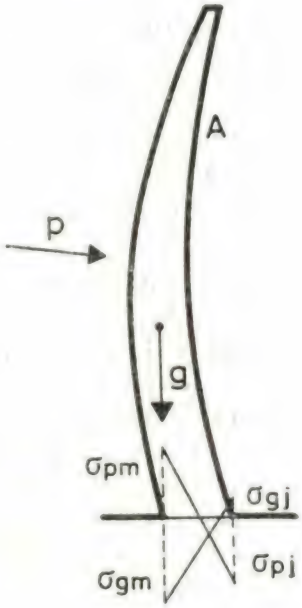


Fig. 2

Quanto às formas das barragens abóbada, é ainda digna de nota a tendência para aceitar vales

assimétricos, renunciando-se aos trabalhos de escavação necessários para assegurar a simetria. Tal é possível em virtude do desenvolvimento dos conhecimentos gerais sobre o funcionamento estrutural das barragens abóbada e da capacidade dos meios de previsão do seu comportamento. No caso de vales com uma assimetria muito marcada é mesmo aconselhável que os próprios arcos da barragem sejam assimétricos e com curvatura mais acentuada na vizinhança da encosta mais inclinada, tal como é sugerido pelo método da membrana.

Ao referir as formas das barragens abóbada a considerar nas teorias de previsão do seu comportamento, não pode deixar de se mencionar as aberturas destinadas a descarregadores de superfície, a descargas de meio fundo e de fundo, a condutas para alimentação de turbinas, etc. Numerosos ensaios sobre modelo de barragens abóbada com aberturas de variadas formas, dimensões e localização têm-nos mostrado que, dentro da precisão com interesse na prática, mesmo aberturas com dimensões importantes em face das da barragem, sòmente influenciam localmente o estado de tensão (3). Isto é, quando há aberturas em jogo elas podem ser ignoradas na determinação do estado geral de tensão da barragem, e o estado de tensão na vizinhança de uma abertura pode ser determinado isolando uma zona de barragem que a contenha e considerando as superfícies cortadas submetidas às tensões do estado geral. Porém, as concentrações de tensões em torno das aberturas constituem em regra equilíbrios tridimensionais complexos cuja determinação só pode ser feita com a conveniente precisão, na maior parte dos casos, por via experimental. Quanto às tensões de compressão desenvolvidas nestas concentrações, elas não levantam qualquer problema, o que é consequência dos valores relativamente baixos das tensões de compressão adoptadas no projecto das barragens abóbada, os quais permitem assim o desenvolvimento de elevados factores de concentração. Quanto às tensões de tracção, estudos diversos sobre modelo têm-nos evidenciado que as fissuras que poderão ocorrer não são em regra progressivas, limitando-se à zona onde se desenvolve a perturbação causada pela abertura, o que é compreensível, uma vez que o estado geral de tensão de uma barragem abóbada é de compressão. Portanto, as fendas que possam ocorrer não comprometerão a segurança da estrutura mas podem comprometer a estanquidade da obra.

Outro aspecto a considerar é a frequente existência de encontros gravidade. Quando os encontros têm uma altura importante em face da da barragem, digamos superior a $\frac{1}{5}$ como ordem de grandeza, eles podem influenciar o estado geral de tensão da estrutura e portanto deve procurar-se dispor de métodos de cálculo com capacidade para os considerar. Mesmo para encontros com menor altura é necessário poder prever o estado de tensão na sua vizinhança nos próprios encontros.

Um problema que por vezes se levanta é o da averiguação da influência, no estado de tensão da estrutura, de eventuais fendas que possam ocorrer em zonas onde se desenvolvam tensões de tracção, ou mesmo de juntas que se prevejam nessas zonas para nelas ter lugar a libertação das tracções. É por isso conveniente que os métodos de cálculo tenham possibilidade de tratar esse problema. Tal como já se referiu em relação às aberturas, também diversos estudos sobre modelo nos têm mostrado que em geral a influência de fendas se faz sentir sòmente na sua vizinhança (3).

Uma questão da ordem geral que se põe ao definir o sólido barragem abóbada é a da eventual descontinuidade introduzida pelas juntas verticais entre blocos. De facto, em virtude da retracção do betão, devida essencialmente à libertação do calor de hidratação, e por vezes, também, de assentamentos diferenciais das fundações, essas juntas abrem, de tal modo que, apesar da cuidada injecção de que são objecto, se pode levantar a dúvida sobre a legitimidade de considerar uma barragem abóbada como um sólido contínuo, tanto mais que são raras as oportunidades de observar directamente a maneira como as caldas de injecção preenchem as juntas. A observação do comportamento das barragens abóbada, em especial as leituras de extensómetros colocados na vizinhança das juntas, revela porém que em regra as juntas não introduzem descontinuidade no campo de tensões. Um caso convincente que tivemos ocasião de estudar foi o de uma obra com cerca de 35 m de altura, com espessuras bastante reduzidas, cujas juntas, por se tratar de uma ensecadeira, foram injectadas com pouco cuidado, além de que também existiam juntas horizontais de betonagem fissuradas, conforme evidenciam os repasses que se observam na fig. 3. Apesar da barragem mais se afigurar como

um conjunto de blocos ajustados, a medição de tensões e o seu confronto com resultados de estudos sobre modelos e de cálculos mostraram que a obra se comportava como um sólido contínuo (4).

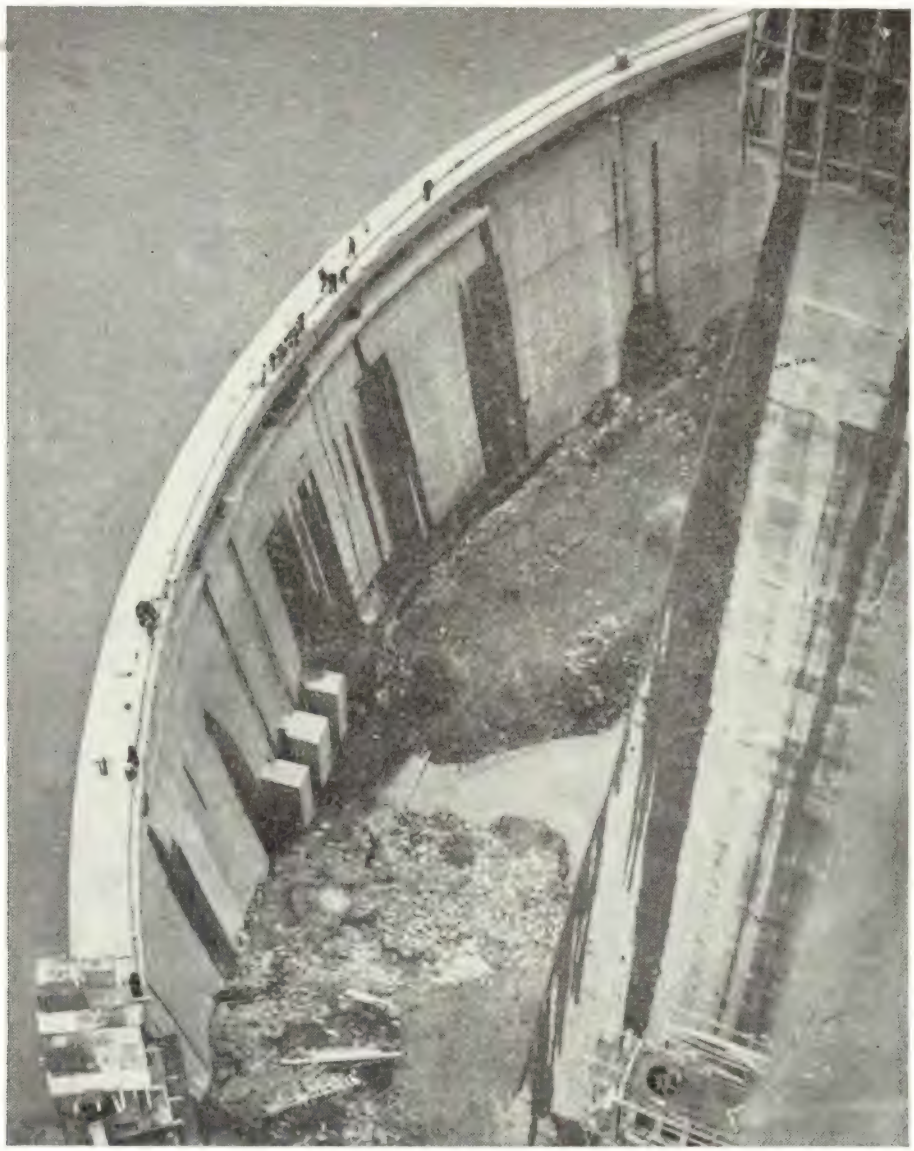


Fig. 3

Refiramos finalmente o problema das formas das barragens abóbada no que respeita à determinação das tensões devidas ao peso próprio, solicitação esta que tem a particularidade de se instalar à medida que prossegue a construção da barragem, isto é, trata-se de uma solicitação que actua num sólido cuja forma varia contìnuamente. No caso dos blocos da barragem serem desaprumados para montante, tal como na fig. 2, à medida que prossegue a construção eles tendem a deslocar-se para montante e a afastarem-se, podendo portanto o estado de tensão devido ao peso ser calculado por blocos verticais independentes. Quando a barragem é desaprumada para jusante, em toda a altura ou sòmente na parte superior, há a tendência para os blocos se encostarem e assim constituirem uma abóbada que irá transferir lateralmente parte do efeito do peso, dependendo essa transferência do maior ou menor desaprumo da barragem, da abertura do vale e da maneira como

cresce a construção. Estudos recentes sobre modelo (5), mostraram que este efeito pode ser importante, sobretudo no estado de tensão na parte inferior da barragem.

Do que dissemos até agora sobre as formas das barragens abóbada, a conclusão de carácter geral a tirar é que os métodos de cálculo, para terem interesse para o projecto, têm de ser extremamente versáteis no que respeita à possibilidade de consideração de formas. De facto, uma barragem abóbada é em geral um sólido com raios de curvatura e espessuras variáveis de ponto para ponto e ainda com singularidades diversas, tais como aberturas, encontros gravidade, fendas e juntas. Além disso, na determinação do efeito do peso é por vezes necessário considerar a sua instalação progressiva numa abóbada de forma variável.

É oportuno frizar a carência que se verifica de estudos sistemáticos sobre a influência dos numerosos parâmetros característicos das formas das barragens abóbada.

3. — PROPRIEDADES DO BETÃO

Trataremos em primeiro lugar o problema das propriedades do betão a considerar nos métodos de cálculo destinados à previsão do estado de tensão sob a acção das solicitações previstas no projecto. Vamos pois analisar em que medida é legítimo considerar o betão como um material homogéneo e obedecendo à lei de Hooke. Depois afloraremos o problema das propriedades do betão a considerar nos métodos de cálculo em relação à rotura.

É bem sabido que, mesmo para valores muito baixos das tensões, o betão exibe deformações função do tempo. No entanto pode considerar-se, com suficiente aproximação, que até aos valores das tensões que se desenvolvem habitualmente nas barragens abóbada o betão é um material visco-elástico e que as deformações devidas a sucessivas forças aplicadas são sobreponíveis (6).

Sendo assim, pode demonstrar-se que se verifica uma consequência com grande importância prática: o estado de tensão de uma barragem de betão devido à aplicação de forças quaisquer pode ser calculado admitindo que o material obedece à lei de Hooke (7). Isto desde que se admita que existe um coeficiente de Poisson para as deformações visco-elásticas, o que pode ser admitido com suficiente aproximação. É oportuno referir a inconveniência de considerar nulo o coeficiente de Poisson, como é feito em certos métodos de cálculo, pois o seu valor tem uma influência apreciável no estado de tensão, sobretudo no valor das segundas tensões principais (8).

Observa-se que, em rigor, o cálculo admitindo a elasticidade perfeita exige que as fundações exibam deformações função do tempo e que a relação entre os módulos de elasticidade do betão e da rocha se mantenha constante e igual à relação dos módulos de elasticidade instantâneas. Deve contudo notar-se que tal exigência não tem relevância, dado que, mesmo em rochas com um módulo de elasticidade bastante baixo — sòmente as que influenciam apreciàvelmente o estado de tensão — a influência não é em regra importante, como se verá no artigo seguinte, sendo diminuta a sua repercussão no estado de tensão.

Outra observação a fazer diz respeito à heterogeneidade da barragem resultante da diminuição da idade do betão da parte inferior para a superior e portanto da consequente variação das suas propriedades visco-elásticas. Daqui resulta um incremento da deformabilidade do material da barragem de baixo para cima, que equivale de certo modo a uma redução progressiva de espessura Esta sòmente poderá influenciar o dimensionamento da estrutura quando o betão da parte superior for ainda muito jovem na altura em que é atingida pela água do reservatório uma cota vizinha da máxima, o que não é corrente, pelo menos em obras importantes.

Um problema que se põe é o das propriedades do betão a considerar na previsão do efeito das variações de temperatura, as quais correspondem a uma imposição de deformações e não de forças. Então, a fluência do betão influencia em geral as tensões desenvolvidas, reduzindo-as, e tanto mais quanto mais lentamente se processar a variação de temperatura. Discutiremos adiante (art. 5) a legitimidade de substituir, como é prática corrente, a distribuição real de temperaturas ao longo da espessura das barragens abóbada por uma distribuição linear, desprezando o que é por vezes designado por efeito pele. Quer o efeito da distribuição linear de temperatura quer o efeito

pele serão influenciados pela fluência. No entanto, como as tensões desenvolvidas pelo primeiro são em regra pouco importantes em face das devidas à pressão hidrostática, o problema desse efeito não assume relevância. Porém, as importantes tensões instaladas pelo efeito pele podem ser substancialmente reduzidas pela fluência, para a onda anual de temperatura, como foi evidenciado por cálculos de comportamento visco-elástico (9), mesmo no caso de betão com bastante idade.

Em relação aos efeitos da temperatura, outro problema que se levanta é o da influência do calor de hidratação. Dada a elevada taxa de crescimento do módulo de elasticidade instantâneo e de decrescimento das deformações de fluência nas primeiras idades do betão, o efeito da fluência no estado de tensão provocado pelo calor de hidratação ainda é mais importante. Cálculos (10) e observações têm mostrado que se dá mesmo a inversão do sinal das tensões que se desenvolveriam em regime elástico, podendo instalar-se tensões de valor bastante elevado.

No cálculo do efeito do peso próprio o betão pode considerar-se elástico, uma vez que se trata da acção de uma força exterior. No entanto, no caso de se desenvolver durante a construção um efeito abóbada apreciável, pode acontecer que seja relevante a influência da heterogeneidade resultante da diferença de idades do betão, o que se traduzirá por uma transferência de tensões para a zona inferior da estrutura.

Outra questão que se pode levantar é a da influência da heterogeneidade do betão no estado de tensão, em virtude da variação do seu módulo de elasticidade de ponto para ponto. Mesmo que se verifique um desvio quadrático médio de 20 % na resistência do betão — valor que não é provável ser excedido — a ele corresponderá um desvio inferior a 10 % no módulo de elasticidade, o que significa ser improvável a ocorrência de desvios superiores a 20 % ou 30 % em relação ao módulo de elasticidade médio. Estudos em modelos heterogéneos mostraram que, mesmo variações do módulo de elasticidade como as que se acabam de referir, têm uma reduzida repercussão no estado geral de tensão. Se atentarmos a que os desvios considerados se referem aos ensaios correntes, sobre peças com volumes de poucos litros, e que, portanto, os desvios respeitantes a volumes significativos da estrutura serão muito mais pequenos, podemos concluir que não haverá necessidade de considerar a dispersão das propriedades no caso de toda a barragem ser construida com um mesmo tipo de betão.

Finalmente consideremos o problema das propriedades do betão a ter em conta no cálculo das barragens abóbada em relação à rotura. Limitar-nos-emos a chamar a atenção para a influência da qualidade do betão nas deformações de rotura, as quais têm um papel relevante no processo de redistribuição de tensões fora da fase elástica, como tivemos ocasião de verificar experimentalmente. Na fig. 4 apresentam-se curvas obtidas em ensaios de compressão de betões com diversas resistências (11). Como se vê, a extensão correspondente à tensão máxima é aproximadamente a mesma para todos os betões, mas a extensão de rotura aumenta substancialmente quando decresce a resistência do betão.

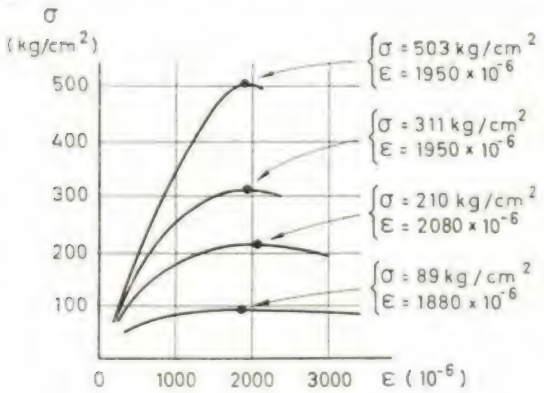


Fig. 4

Em resumo, quanto às propriedades do betão a considerar no projecto das barragens abóbada, pode afirmar-se ser legítima, nas condições habituais, a hipótese do betão ser um material homogénio e obedecendo à lei de Hooke no que respeita ao cálculo do efeito das forças exteriores. Quanto aos efeitos da temperatura, há necessidade, em certos casos, de considerar o comportamento viso-elástico do betão.

4. — CONDIÇÕES DE LIGAÇÃO EXTERIOR: FUNDAÇÕES

A previsão do comportamento das barragens abóbada, como de qualquer outra estrutura, exige o conhecimento das condições de ligação exterior do sólido, isto é, no caso em consideração,

das relações entre as forças e os deslocamentos das fundações. Dada a acentuada heterogeneidade que em regra exibem os maciços rochosos, há em geral necessidade de considerar a deformabilidade como variável ao longo da fundação. Além disso, em cada ponto, as deformações são, na maior parte dos casos, função do tempo, da direcção de actuação das forças — consequência de anisotropia — e são muito influenciadas pela ocorrência de diaclases, falhas e outros acidentes geológicos. Deste modo, a caracterização da deformabilidade das fundações constitui, muitas vezes, uma das maiores dificuldades que se apresentam ao projectista de uma barragem abóbada.

Procuremos analisar qual o grau de influência da deformabilidade das fundações no comportamento das barragens abóbada, a fim de colher uma ideia geral sobre a «finesse» com que é necessário tratar o problema. Certamente que não é possível estabelecer regras rígidas, uma vez que essa influência depende de numerosos parâmetros, entre os quais citamos a extensão das zonas em que se verificam dados valores da deformabilidade, a forma do vale, especialmente a sua abertura e simetria, e a rigidez da barragem. Apesar destas limitações, procurámos num trabalho recente (12) sintetizar os resultados de numerosos estudos sobre modelo empreendidos pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, de Lisboa, sobre a influência da deformabilidade das fundações. Tomando como situação de referência o estado de tensão de uma barragem abóbada quando a relação entre os módulos de elasticidade da fundação e do betão, $\frac{E_f}{E_b}$, é tomada igual à unidade, concluímos, necessàriamente em termos muito gerais, que a variação do estado de tensão com a relação dos módulos se dá conforme indicado na fig. 5. Como se vê, para valores de $\frac{E_f}{E_b}$ superiores à unidade, os quais são pouco frequentes na prática, e para os compreendidos entre a unidade e $\frac{1}{4}$, a influência de $\frac{E_f}{E_b}$ é pouco importante, torna-se muito importante para valores inferiores a $\frac{1}{8}$ e para valores menores do que $\frac{1}{16}$ o funcionamento, e mesmo a concepção da estrutura dependem fundamentalmente das fundações.

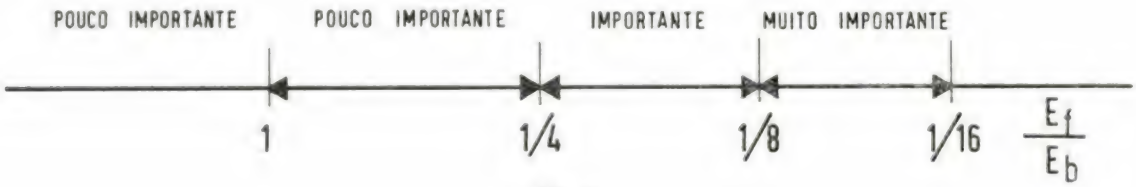


Fig. 5

Uma primeira conclusão de ordem geral que se pode tirar da fig. 5 é que as barragens abóbada não são tão sensíveis à deformabilidade das fundações como por vezes se pensa, podendo ser construidas sobre fundações com módulos de elasticidade muito baixos. Os resultados de estudos sobre modelos apresentados na fig. 6 confirmam a pequena influência da deformabilidade das fundações. Apesar da redução de $\frac{E_f}{E_b}$ para $\frac{1}{3}$ e $\frac{1}{7}$ nas zonas indicadas, o estado de tensão sofreu uma pequena variação em relação ao correspondente à condição $\frac{E_f}{E_b} = 1$, o qual está indicado nas partes da figura a traço interrompido.

Para valores de $\frac{E_f}{E_b}$ até cerca de $\frac{1}{4}$, que são muito correntes, basta entrar nos cálculos com a sua ordem de grandeza. À medida que decresce $\frac{E_f}{E_b}$ é necessário conhecer cada vez com maior precisão os valores de E_f, mas, por exemplo, mesmo para $\frac{E_f}{E_b} = \frac{1}{16}$, que é uma situação rara dadas

MAGUE

2 Pontes rolantes eléctricas de 190 t-12 t/18,7 m, em serviço na Central subterrânea de Bemposta.

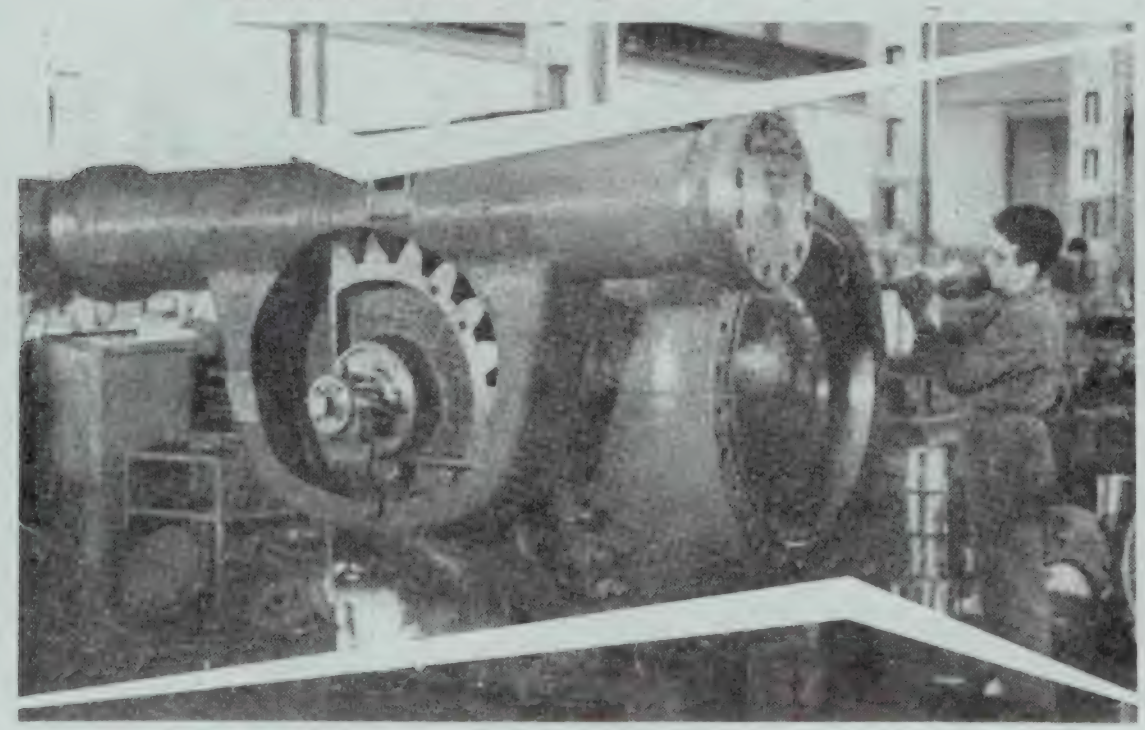
PONTES ROLANTES — *Projecto e fabrico*
GUINDASTES — *Projecto e fabrico*
APAR. DE ELEVAÇÃO ESPECIAIS — *Projecto e fabrico*
TURBINAS HIDRÁULICAS — *Fabrico segundo licença de A. C. M. de Vevey*
TURBINAS A VAPOR — *Fabrico segundo licença de Brown Boveri, Cie*
EQUIPAMENTOS INDUSTRIAIS

CONSTRUÇÕES METALOMECANICAS **MAGUE** S.A.R.L.

ALVERCA DO RIBATEJO — PORTUGAL

aços vazados
ferros meehanite
mecânica MÉDIA E PESADA
construções metálicas

COMPORTAS
TURBINAS
CONDUTAS FORÇADAS
RESERVATÓRIOS SOB PRESSÃO
PERMUTADORES DE CALOR



Centrais Hidráulicas
Válvula Esférica para Lomaum

DMM

DIVISÃO METALO-MECÂNICA
COMPANHIA UNIÃO FABRIL

AVENIDA 24 DE JULHO, 170 — LISBOA 2 ✦ TELEFONES 67 04 21 E 67 20 61 ✦ TELEGRAMAS: METALOFABRIL

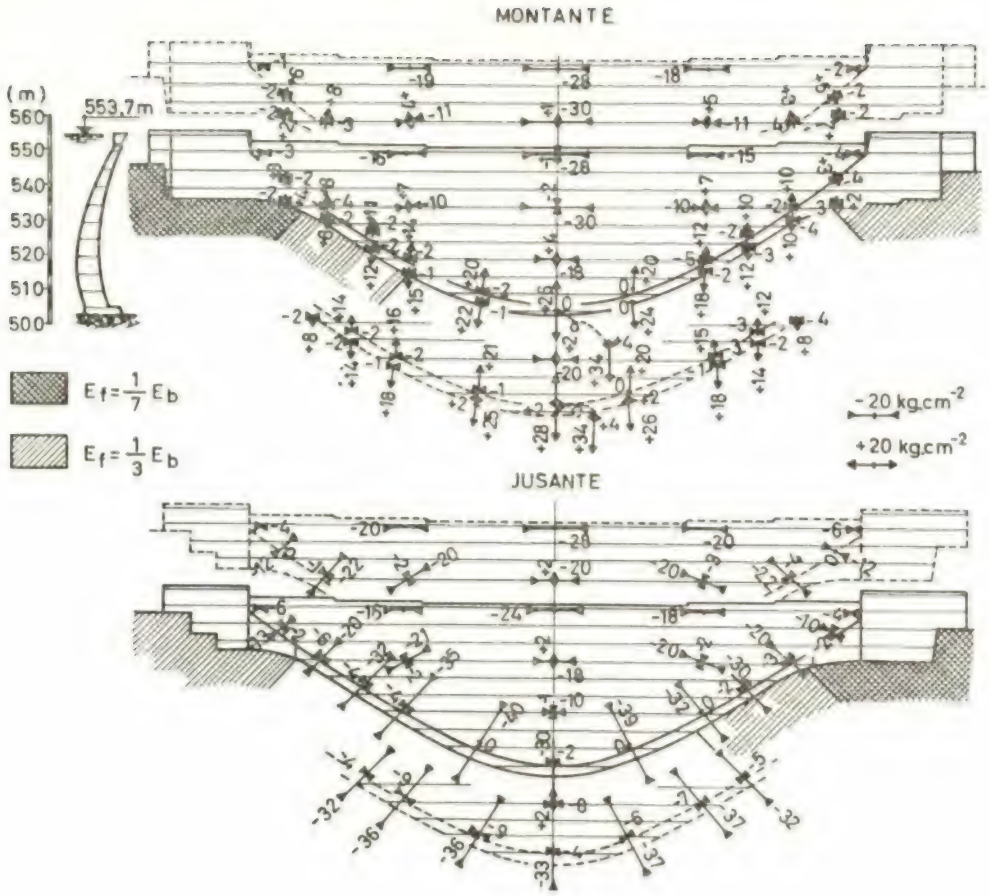
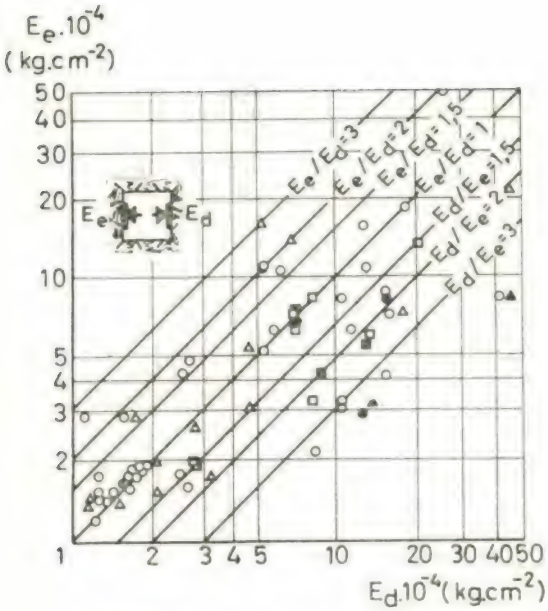
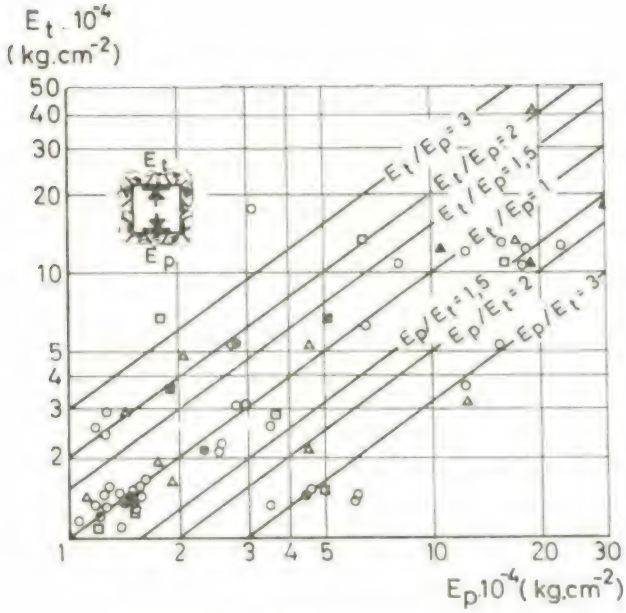


Fig. 6





Granito ○
Xisto △
Quartzite □
} Antes da injecção

Granito ●
Xisto ▲
Quartzite ■
} Depois da injecção

Fig. 7

as condições de fundação correntemente exigidas, variações de E_i de 20 % não têm em regra influência apreciável, isto é, bastará distinguir no cálculo da estrutura as zonas cujo módulo de elasticidade médio difere mais de 20 %.

Acerca da heterogeneidade das fundações não pode deixar de se frizar que em regra se podem observar deformabilidades muito diferentes em pontos próximos. É o que mostra a fig. 7 na qual, à esquerda, cada ponto tem por coordenadas os valores dos módulos de elasticidade determinados nas faces opostas, verticais, de galerias de ensaio, e à direita os valores no tecto e no pavimento. Os resultados referem-se a ensaios sobre uma superfície de carga de 1 m^2, sendo de cerca de 4 m a distância média entre os bolbos de pressão interessados no par de ensaios correspondentes a cada ponto. Verifica-se que, para esta pequena distância, os módulos de elasticidade chegam a estar numa relação superior a 3. Porém, estas variações da deformabilidade têm uma influência muito localizada no estado de tensão da barragem e, dada a irregularidade da sua distribuição, nunca poderão ser consideradas no projecto. No caso de tais variações serem muito acentuadas poderá ser necessário dispor de armaduras ao longo da fundação, para absorção das tracções resultantes do efeito ponte sobre as zonas mais deformáveis, e assim evitar fendas, localizadas junto das fundações. Em conclusão, na prática só é possível considerar valores médios da deformabilidade de zonas de extensão apreciável da fundação.

Não deve deixar de se frizar que na prática, mesmo com programas de ensaio «in situ» bastante desenvolvidos, é elevado o erro com que se pode garantir o valor do módulo de elasticidade de uma dada zona, excedendo na maioria dos casos 30 %. Deste modo, é-se obrigado em geral a considerar valores de segurança, por defeito, para os módulos de elasticidade. O precário conhecimento dos valores reais dos módulos de elasticidade das fundações pode constituir, no caso de deformabilidades elevadas, uma causa de erro relevante na previsão do estado de tensão das barragens abóbada.

Quanto à anisotropia das fundações, atrás referida, compreende-se, após o panorama que acaba de ser apresentado, que basta na prática considerar, em cada zona, a deformabilidade na direcção da força descarregada pela estrutura.

Em relação ao efeito tempo na deformação dos maciços rochosos, a nossa experiência mostra-nos que em regra não é relevante (12). Na fig. 8 apresentam-se resultados de ensaios «in situ», conduzidos nas condições já atrás referidas, designando-se por E e E_∞ respectivamente os módulos de elasticidade correspondentes a uma duração de aplicação de carga de 30 minutos e infinita. Como se vê, a diminuição relativa do valor de E é pequena, raras vezes ultrapassando 20 %. Conclui-se, em face do que foi dito sobre o grau de influência da deformabilidade no estado de tensão das barragens abóbada, que em geral não é necessário ter em consideração o efeito tempo.

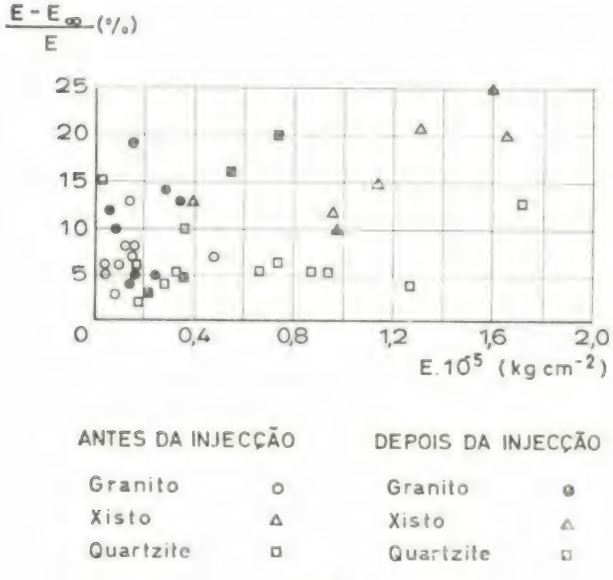


Fig. 8

Quanto a falhas que atravessem a fundação, elas devem ser simplesmente encaradas como uma heterogeneidade do maciço rochoso. Deste modo, e pondo de parte eventuais movimentos tectónicos, mesmo falhas com vários metros de caixa sòmente terão uma influência local. O mesmo se diz em relação às diaclases do maciço que pela sua importância devam ser consideradas à parte, isto é, cujo efeito não esteja integrado na deformabilidade atribuída às diferentes zonas da fundação.

Considerámos até agora o problema da influência da deformabilidade das fundações pondo de

parte a eventualidade da sua rotura. Porém, um problema de importância fundamental é o da averiguação de segurança das fundações em relação à rotura tanto mais que, dentro das actuais concepções de projecto, a rotura de uma barragem abóbada só é concebível que possa ocorrer como consequência da rotura das fundações. Teria o maior interesse que se desenvolvessem métodos de cálculo em relação à rotura que tivessem em consideração o funcionamento de conjunto da barragem e sua fundação, pois que na realidade elas constituem uma unidade estrutural. Presentemente, a previsão da segurança das fundações tem de ser feita a partir das forças descarregadas em regime elástico pela barragem, isto é, desprezando a redistribuição de tensões que ocorrerá no processo que conduz à rotura. Estudos sobre modelo mostraram que esta redistribuição é muito importante (13), sendo oportuno salientar que o método experimental tem possibilidade de ter em consideração as diaclases e falhas do maciço rochoso (14), as quais têm em regra uma importância decisiva na rotura.

Acerca das fundações das barragens abóbada é oportuno frizar o contraste surpreendente que se verifica entre o cuidado exaustivo posto na previsão do comportamento e na execução da barragem pròpriamente dita e a pouca atenção dada à determinação das propriedades dos maciços de fundação, à consideração dessas propriedades no comportamento da estrutura e ao tratamento das fundações com vista a garantir as propriedades previstas no projecto (12).

Para terminar este artigo queríamos destacar os seguintes pontos:

— a deformabilidade das fundações tem em regra uma influência com interesse prático no estado de tensão para valores relativamente baixos do módulo de elasticidade das fundações;

— quando estes valores ocorrem, a precária precisão do seu conhecimento pode comprometer a precisão de previsão do estado de tensão;

— a heterogeneidade local que correntemente exibem os maciços rochosos, a qual não pode ser considerada nos cálculos, tem sòmente uma influência local no estado de tensão;

— interesse em que sejam desenvolvidos métodos de previsão do comportamento até à rotura da unidade estrutural barragem-fundação.

5. — SOLICITAÇÕES: CONCEITO DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO À ROTURA

Quanto à definição das solicitações a ter em conta no cálculo das barragens abóbada, vamos considerar em primeiro lugar o caso do cálculo sob a acção das solicitações de projecto e depois o caso do cálculo em relação à rotura, observando-se que, actualmente, só é possível fazer o dimensionamento em relação a rotura por via experimental.

O peso próprio de uma barragem e a pressão hidrostática, uma vez definido o nível da albufeira, são solicitações sempre conhecidas com grande precisão. Quando se prevê o assoreamento da albufeira, já a definição da respectiva solicitação encontra a dificuldade de previsão do nível que será atingido pelo assoreamento e mesmo da distribuição das pressões correspondentes a um certo nível. Daqui podem resultar, em certos casos, indeterminações importantes para o estado de tensão da estrutura.

Quanto à temperatura, são em regra conhecidas com a necessária aproximação as temperaturas do ar, e também existem hoje elementos de informação satisfatórios sobre as temperaturas da água das albufeiras. Deste modo, e considerando a irradiação solar, pode ser calculada a distribuição de temperaturas, variável no tempo, ao longo da espessura das barragens abóbada.

Já atrás foi referido que, segundo o critério correntemente adoptado, se substitui a distribuição real das temperaturas, t, ao longo da espessura da barragem pela chamada distribuição linear equivalente, t′ (fig. 9). Esta é tal que as deformações da estrutura são as mesmas que na distribuição real, uma vez admitida a hipótese da distribuição linear das extensões ao longo da espessura da barragem. No projecto das barragens abóbada desprezam-se pois as tensões devidas às variações de temperatura t-t′, as quais não determinam senão um estado local de tensão, por vezes designado por efeito pele em virtude do campo de tensões assumir em geral sòmente relevância junto da superfície. Ora acontece que estas tensões atingem correntemente valores elevados (8), por vezes mesmo

Fig. 9

superiores aos das tensões devidas à pressão hidrostática, quer de tracção quer até de compressão. Deste modo, não será de estranhar que não seja legítimo desprezar o efeito pele, mesmo contando com a plasticidade do betão. Ensaios realizados no nosso Laboratório sobre peças prismáticas de betão, com gradiantes térmicos ao longo da espessura, revelaram uma queda substancial de resistência à compressão (15) (Fig. 10). É de esperar que essa quebra de resistência se acentue quando cresce a resistência do betão, em virtude da concomitante redução da plasticidade.

O problema ainda não está esclarecido, sendo possível que as tensões de pele influenciem a segurança das barragens abóbada em relação à rotura. A nosso ver trata-se de um dos problemas mais importantes a investigar sobre o comportamento das barragens abóbada, sobretudo se se deseja aumentar o valor das tensões de segurança, como parece impor-se. A incerteza existente sobre o significado das tensões de origem térmica constitui uma das mais fortes razões para não ter interesse procurar-se determinar com elevada precisão as tensões devidas a outras solicitações.

Uma questão que por vezes se põe é a necessidade da consideração da retracção higrométrica do betão no cálculo do campo de tensões das barragens. Dada a extrema lentidão com que se processa a secagem dos betões (16), para as espessuras correntes das barragens abóbada poderá, quando muito, verificar-se a secagem de uma camada superficial, dando origem a um efeito pele. Para as condições climáticas mais comuns este efeito poucas vezes interessará uma dezena de cen-

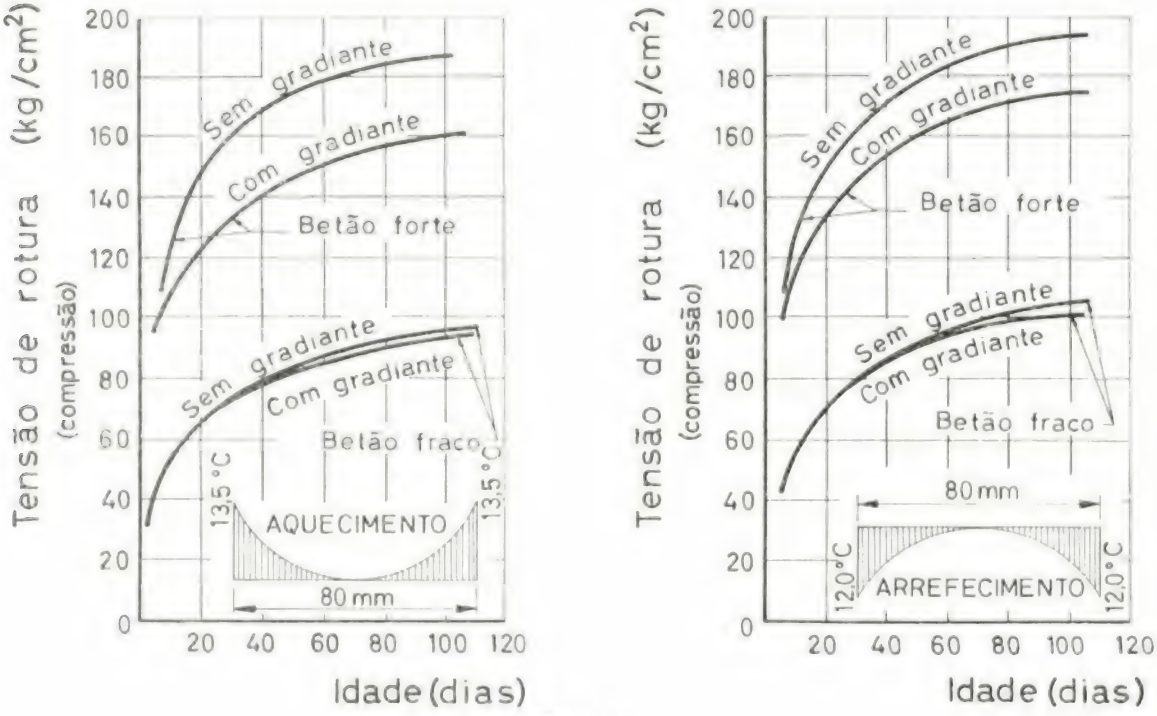


Fig. 10

tímetros. Acresce que a molhagem dos paramentos, a qual se propaga ràpidamente ao interior do betão, pode eliminar o efeito pele em prazo muito mais curto do que o necessário à sua instalação. Deste modo, salvo muitos casos especiais, não há a considerar a retracção higrométrica do betão.

Uma solicitação cuja consideração assume por vezes importância é a acção dos sismos, a qual tem sido assimilada à de forças estáticas definidas por critérios empíricos. Está hoje, porém, bem estabelecido o carácter de vibração aleatória que têm os sismos, impondo-se que sejam desenvolvidos métodos de cálculo que o tenham em consideração. No entanto, uma das dificuldades com que ainda se luta é a própria definição, em termos de mecânica aleatória, da sismicidade de uma dada região, dada a carência de registos dos sismos de alta intensidade que interessam ao cálculo das estruturas.

Considerámos até agora as solicitações actuantes na barragem pròpriamente dita, mas põe-se também o problema das solicitações actuantes directamente nas fundações. Entre estas a percolação da água da albufeira através do maciço rochoso pode ter particular importância na segurança das fundações em relação à rotura, em virtude não só das subpressões instaladas mas também da modificação das propriedades do maciço rochoso (17). Quanto às deformações das margens e do fundo do vale devidas à pressão exercida pela água do reservatório, parece poder ter influência apreciável no estado de tensão das barragens abóbada a rotação sofrida pelas fundações (18).

Quanto à determinação da segurança de uma barragem abóbada, como de qualquer outra estrutura, em relação à rotura levanta-se uma questão básica: como se deve supor que evoluem as diversas solicitações actuantes até se verificar a rotura? Este problema, de natureza muito complexa, apenas pode ser aqui aflorado.

Em regra, uma estrutura está submetida a solicitações de diversa natureza física e, portanto, surge o problema de escolher as solicitações que vão variar e, para cada uma delas, se a sua intensidade variará uniformemente ao longo da estrutura ou não. O caso de uma barragem abóbada é muito representativo (13). As solicitações principais a considerar são o peso próprio e a pressão hidrostática. Conhece-se o peso próprio com muita precisão, isto é, o desvio em relação ao valor previsto nos cálculos é muito pequeno e assim não é pertinente considerar um coeficiente de segurança relativo a uma variação do peso. No que diz respeito à pressão hidrostática, não se justifica também, em regra, prever um aumento para além dos valores do projecto. No caso de uma albufeira em que as encostas não sejam estáveis pode ser necessário considerar a possibilidade de escorregamentos para a albufeira os quais provoquem vagas que galguem a barragem, aumentando assim substancialmente a pressão hidrostática. Foi o que aconteceu recentemente na barragem de Vajont. Portanto se houver que recear tal acidente, será conveniente determinar um coeficiente de segurança à rotura por aumento da pressão hidrostática, definindo-se o valor desse coeficiente, por exemplo, como a razão $\frac{h_r}{h}$ entre a pressão hidrostática máxima actuando na barragem quando ocorrer a rotura, h_r, e a pressão hidrostática máxima prevista, h (fig. 11). Por vezes a segurança à rotura é avaliada supondo que a pressão hidrostática aumenta mantendo-se constante o nível de água na albufeira, definindo-se então o coeficiente de segurança como a relação $\frac{p_r}{p}$ entre a pressão que determina a rotura, p_r, e a pressão hidrostática prevista, p (fig. 11). Deve notar-se, contudo, que este

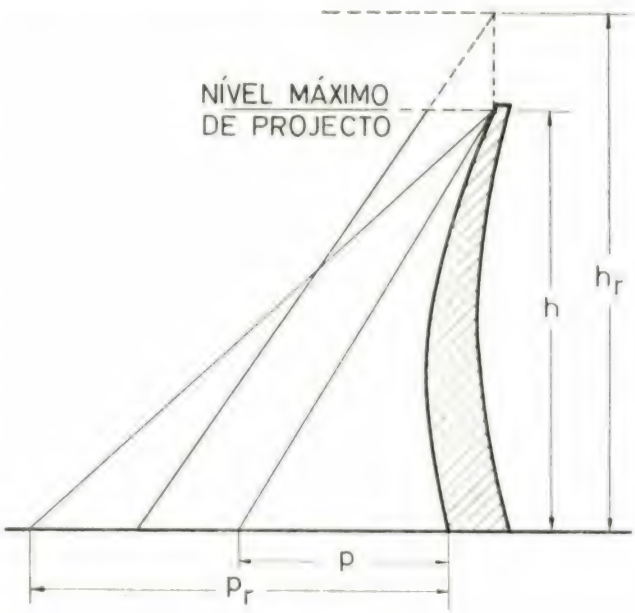


Fig. 11

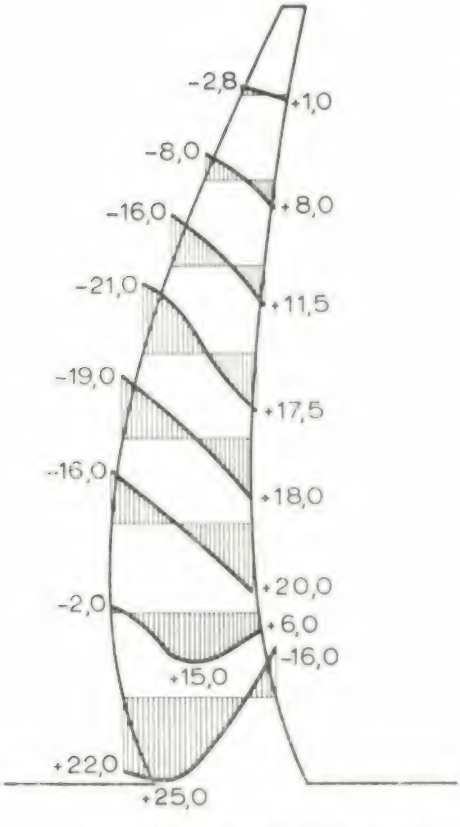
aumento da pressão hidrostática não tem contrapartida na realidade porque o peso específico da água não pode aumentar. Mesmo quando se prevê o assoreamento da albufeira, é ainda assim improvável um aumento muito substancial da pressão para além dos valores do projecto.

Outra possibilidade de rotura que não tem sido considerada (13) é consequência da resistência insuficiente dos materiais utilizados, que são, no presente caso, o betão e a rocha da fundação. Quando a consideração de um aumento das solicitações não tiver sentido, como acontece geralmente no caso das barragens, essa possibilidade é a única a considerar ao formular o problema de segurança à rotura. Então é possível definir um coeficiente de segurança à rotura como a relação entre a resistência prevista para o material da estrutura, σ, e o valor, σ_r, que deverá ter para se dar a rotura permanecendo constantes as solicitações aplicadas. No caso das fundações em que a resistência é em regra atrítica, pode tomar-se para coeficiente de segurança a relação entre o coeficiente de atrito esperado para o maciço rochoso, tgϕ, e o valor do coeficiente para o qual se dará a rotura, tg ϕ_r.

Em resumo, na averiguação da segurança em relação à rotura devem ser definidos coeficientes de segurança de acordo com as condições físicas reais de funcionamento da barragem.

6. — HIPÓTESES SOBRE A DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES

Uma questão fundamental que se põe é a legitimidade da hipótese, admitida correntemente, da distribuição linear das deformações ao longo da espessura das barragens abóbada, hipótese que conduz a simplificações substanciais dos métodos de cálculo. Ou, por outras palavras, em que medida é necessário considerar as equações gerais a 3 dimensões da teoria da elasticidade.



- TENSÕES DE COMPRESSÃO
+ TENSÕES DE TRACÇÃO

Fig 12

É de esperar que na vizinhança das fundações, muito especialmente na parte inferior das barragens e em encontros gravidade que eventualmente existam, a distribuição das deformações não seja linear, o mesmo acontecendo, certamente, nas zonas singulares da estrutura, tais como aberturas para descarregadores de superfície e para outros órgãos de descarga. O esclarecimento do problema luta com a dificuldade de medição de deformações em pontos do interior de modelos. Alguns resultados de estudos fotoelásticos a 3 dimensões, pelo método da congelação das tensões, confirmam a suposição da distribuição das tensões se afastar substancialmente da linear (18) na vizinhança das fundações (fig. 12). Na figura estão indicados os valores das tensões normais devidas à pressão hidrostática, actuantes em secções horizontais da consola central de uma barragem com uma relação entre o desenvolvimento do coroamento e a altura de cerca de dois.

A não linearidade das deformações ao longo da espessura junto das fundações deve ser particularmente acentuada no que respeita ao efeito da temperatura, pois há então ainda a contar com o fluxo tridimensional de calor.

Dado o facto dos valores mais elevados das tensões nas barragens abóbada, quer de compressão quer de tracção, se desenvolverem a maior parte das vezes junto das fundações, ressalta bem claro o interesse da investigação do problema da distribuição das deformações ao longo da espessura nessa zona da estrutura. No que respeita à acção da pressão hidrostática, como se verifica um acordo satisfatório, para fins práticos, entre os valores das tensões fornecidas pelos métodos de

cálculo mais evoluídos e das medidas em pontos da superfície de modelos, conclui-se que a hipótese da linearidade não é muito grosseira, pelo menos no respeitante ao campo de tensões na superfície. Exceptuamos desta afirmação a zona inferior das barragens, sobretudo com maiores espessuras, onde temos observado discrepâncias importantes, os encontros gravidade e as zonas singulares atrás mencionadas. O comportamento da zona inferior é particularmente importante pois, como já foi referido, é frequente desenvolverem-se nela tracções que condicionam a própria concepção da estrutura.

7. — CONCLUSÃO

Apesar de nos termos limitado a referir sumàriamente os parâmetros que influenciam o comportamento das barragens arco, julga-se ter ficado bem marcada a extrema complexidade que pode assumir o problema da previsão do estado de tensão destas estruturas quando se queira considerar todos esses parâmetros. Põe-se porém uma questão de base, a saber, a precisão com que tem sentido na prática fazer essa previsão, dadas as incertezas envolvidas e as elevadas margens de segurança exigidas. Apesar de se reconhecer a dificuldade desta questão, mesmo de a analisar, vai-se procurar dar-lhe uma resposta, tanto mais que só assim será possível fazer um julgamento de valor das teorias de cálculo à disposição dos projectistas.

Os erros de que vêm eivados os valores das tensões — isto é, os desvios entre os valores realmente desenvolvidos na estrutura em serviço e os valores calculados — dependem, por um lado, do esquema da realidade adoptado, quere dizer, das hipóteses definidoras do sistema físico em consideração e, por outro lado, dos erros introduzidos pelos métodos usados para o cálculo das tensões, incluidos nestes erros os resultantes das hipóteses preliminares sobre a distribuição de deformações ou tensões.

Do que foi dito nesta lição depreende-se que os erros resultantes da esquematização da realidade que tem de se adoptar na prática podem ser bastante elevados, sobretudo os provenientes da definição das fundações e das solicitações térmicas. Sendo assim não se justifica procurar métodos de cálculo de elevada precisão. O que é muito importante é dispor de métodos com grande versatilidade, isto é, que permitam tratar a extrema diversidade de situações que ocorrem na prática, em especial no que respeita às formas das barragens abóbada e às condições de fundação. Quanto à precisão a exigir aos métodos de cálculo, acresce ainda que, por razões complexas que não serão analisadas, se exigem margens de segurança muito elevadas e definidas de maneira pouco precisa, mesmo arbitrária, o que também favorece a aceitação de métodos de menor precisão.

Deve no entanto notar-se que os valores das tensões calculadas têm sobretudo um significado relativo, para confronto de diversas situações que se encarem para um mesmo local e mesmo de obras diferentes. Deste modo, e uma vez que se admita que os erros introduzidos pela esquematização da realidade são da mesma ordem — o que se verificará em especial no caso do confronto de soluções para um mesmo local — já se justifica uma maior exigência para a precisão dos métodos de cálculo. Tudo considerado, julga-se que, no estado actual dos conhecimentos sobre o comportamento das barragens abóbada, é aconselhável exigir, no caso de obras de certa importância, que os métodos de cálculo introduzam erros que não excedam cerca de 10 e 20 %, respectivamente, nos valores das maiores tensões de compressão e de tracção devidas à actuação de todas as solicitações. A apreciação da precisão de um método de cálculo exige estudos sobre modelos reproduzindo diversas situações típicas, sendo oportuno referir o grande interesse do programa de investigação lançado pela Civil Engineering Research Association com vista a apreciar os métodos de cálculo. Deve frizar-se que sòmente em situações simples conseguem os métodos de cálculo correntemente usados alcançar o nível de precisão que acabamos de sugerir.

Para terminar desejamos sòmente acentuar o grande interesse que têm as barragens abóbada do ponto de vista da economia e da segurança dos aproveitamentos hidráulicos e a possibilidade da sua utilização em vales muitos largos, sob a forma de obras de abóbadas múltiplas de grandes vãos (19), o que justifica todos os esforços para serem desenvolvidas teorias de previsão do seu

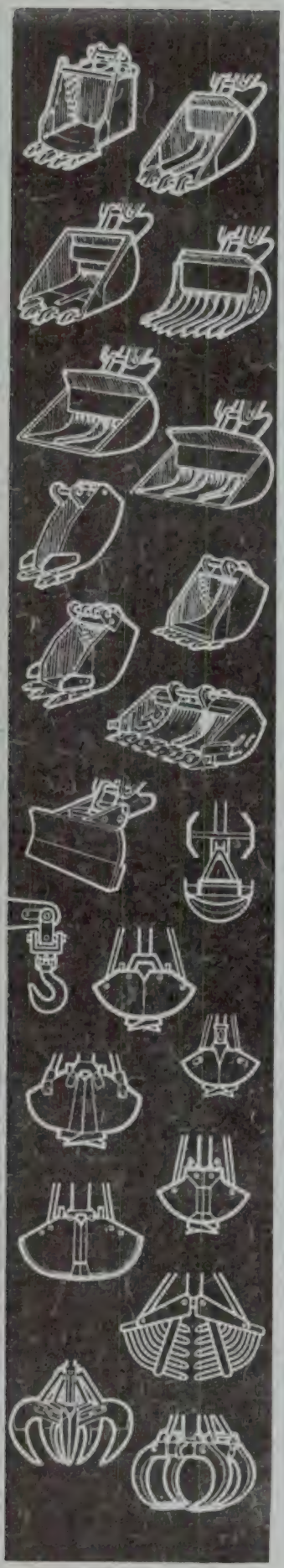
comportamento que permitam considerar todos os parâmetros relevantes e forneçam os resultados com a precisão conveniente.

BIBLIOGRAFIA

1. Fialho, L. — «Princípios orientadores do projecto de barragens abóbada. Um novo método de traçado e dimensionamento», Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1955, memória n.º 65.
2. Rocha, M. and J. L. Serafim — «Modern Techniques of Concrete Dams for Wide Valleys aud Ancillary Works», 7th Cong. on Large Dams, Rome, 1961, Question 26, General Rep.
3. Rocha, M.; J. L. Serafim and M. Cruz Azevedo — «Special Problems of Concrete Dams Studied by Models» RILEM Intern. Colloq. on Models of Struct., Madrid, 1959.
4. Rocha, M.; J. L. Serafim, A. Silveira and J. R. Neto — «Model Tests, Analysis and Observation of an Arch Dam», Proc. Am Soc. Civil Eng., May 1955, Paper 696.
5. Rocha, M.; A. Silveira and M. Cruz Azevedo — «Note on Some Comparisons Between Experimental and Analytical Values of the Stresses and Displacements of Concrete Dams», Symp. on Conc. Dam Mod., Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1963, Paper 25.
6. Mc Henry, D. — «A New Aspect of Creep in Concrete and its Application to Design», Proc. Am. Test. Mat. V. 43, 1943.
7. Aroutiounian, N. — «Applications de la théorie du fluage», Paris, Ed. Eyrolles, 1957.
8. Rocha, M ; J. L. Serafim and A. Silveira — «Arch Dams: Design and Observation of Arch Dams in Portugal», ASCE Symp. on Arch Dams, Knoxville, June 1956.
9. Zienkiewicz, O. — «The influence of Creep on the Behaviour of Massive Concrete Structures», Indian Journal of Power and River Valley Development, 1963.
10. Zienkiewicz, O. — «Analysis of Visco-Elastic Behaviour of Concrete Structures with Particular Reference to Thermal Stresses», Proc. Am. Conc. Inst. V. 58, p. 383, 1961.
11. Smith G. and L. Young — «Ultimate Flexural Analysis Based on Stress Strain Curves of Cylinders», Journ. Am. Conc. Inst., Dec. 1956.
12. Rocha, M. — «Mechanical Behaviour of Rock Foundations in Concrete Dams», 8th Cong. on Large Dams, Edinburgh, 1964, Rep. 44.
13. Rocha, M. and J. L. Serafim — «Rupture Studies on Arch Dams by Means of Models», Water Power, March, April 1959.
14. Fumagalli, E. — «Modèles géomécaniques des reservoirs artificiels : matériaux, technique d' essais, exemples de reproduction sur modèles», Symp. on Conc. Dam Mod., Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1963, Pap. 2.
15. Silveira, A. — «As variações de temperatura em barragens de betão», Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1962, memória n.º 177.
16. L' Hermite, R. — «Le retrait des ciments, mortiers et bétons», Circ. Inst. Tech. Bat. Trav. Pub., série F, n.º 37, Paris, juin 1947.
17. Müller, L. — «Safety of Rock-Abutments on Concrete Dams», 7 th Cong. on Large Dams, Rome, 1961, Rep. 90.
18. Rosanov, N. — «Études sur modèles élastiques de la statique des ouvrages hidrauliques», Symp. on Conc. Dam Mod., Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1963, Pap. 10.
19. Rocha, M.; M. Cruz Azevedo and M. Costa Pereira — «Note on the Study of Large Span Multiple Arch Dams», Symp. on Conc. Dam Mod., Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1963, Pap. 20.

SUMMARY

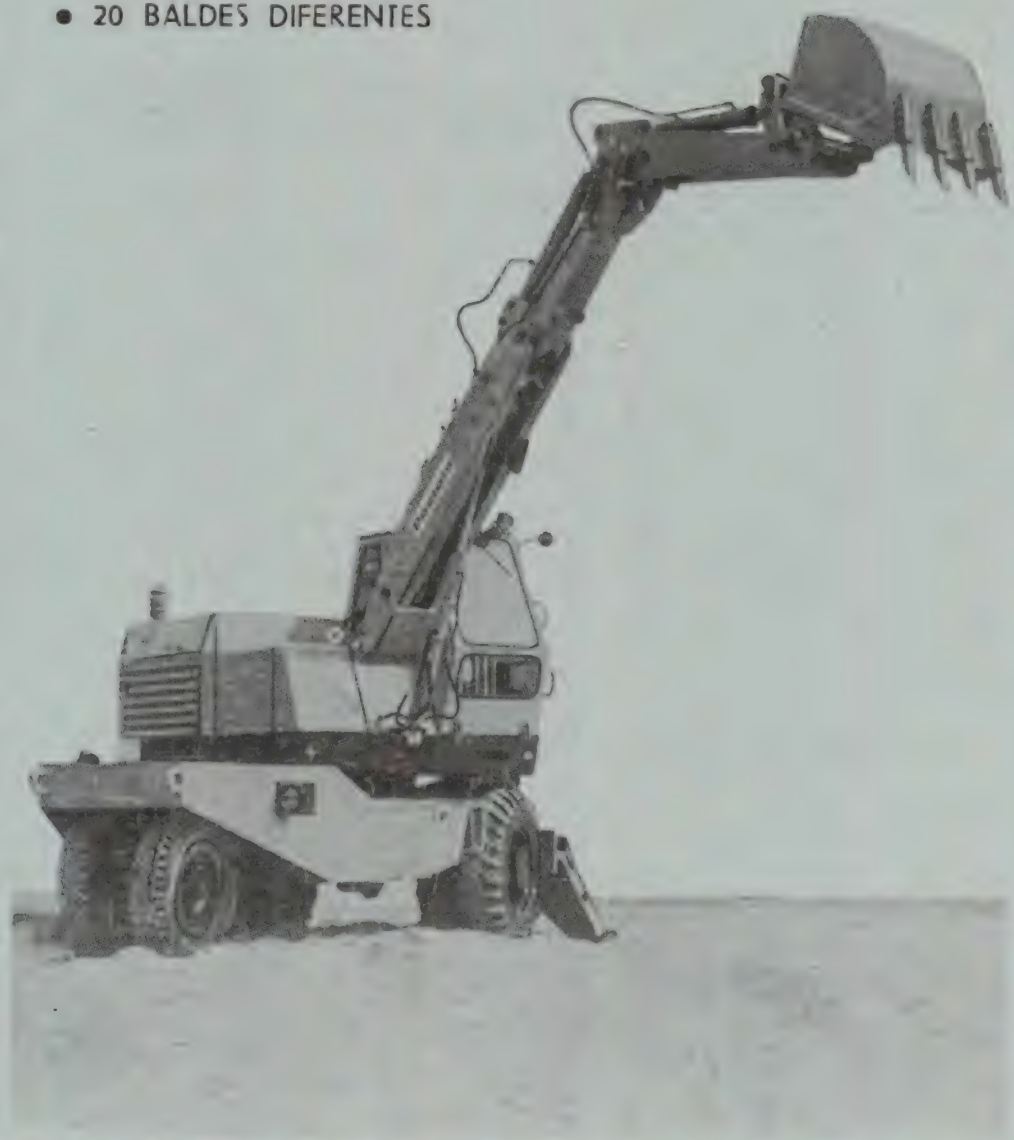
The aim of the present work is to define the bases of calculation, i. e. the idealization of reality which presents practical interest to consider in the design of arch dams. For this purpose it is attempted to judge the relevancy of the influence of the varied parameters on which the state of stress in this type of structures depends. The influence is discussed of the shapes the arch dams may have, of the properties of the concrete used in the structure, of the characteristics of the foundation rock masses and of the acting loads. It is also discussed the hypothesis, currently accepted, of the normal stresses linear distribution along the thickness in arch dams.



Poclain T.Y. 45

Escavadora-Retro Escavadora-Grua

- POTÊNCIA AUMENTADA
- ROTAÇÃO TOTAL E CONTÍNUA
- ESTABILIDADE 100 %
- 20 BALDES DIFERENTES



REPRESENTANTES EXCLUSIVOS

Sociedade de Mecanização Industrial e Agrícola, S. A. R. L.
Avenida Padre Manuel da Nóbrega, 8-B-1.º — LISBOA
Telefone: 72 40 53/4/5

SMEIA

ESTAMPARIAS TINTURARIAS LAVANDARIAS

PARA OS VOSSOS TECIDOS TÉCNICOS:
TRANSPORTADORES, MANCHONS, LAPPING, WOLFRIES,
FLANELAS, CANEVAS, ETC.,

EM FIBRAS NATURAIS OU SINTÉTICAS

CONSULTEM:

FANAFEL

FÁBRICA NACIONAL DE FELTROS INDUSTRIAIS
SOCIEDADE LIMITADA

APART.: 9
TELEFS.: 52093-52094
TELEG.: FELTROS

OVAR
PORTUGAL

ESCRITÓRIO E FÁBRICA
ESTRADA DE S. JOÃO

Empresa Ultramarina de Sondagens e Fundações, L.da

(SONDADORA)

SONDAGENS geológicas e geotécnicas — CAPTAÇÕES de águas subterrâneas — REBAIXAMENTOS do nível freático — CONSOLIDAÇÕES E ESTABILIZAÇÃO do solo — INJECÇÕES DE CIMENTO e outros produtos — INFRAESTRUTURAS de barragens, túneis e pontes — FUNDAÇÕES de todos os tipos

Única Empresa da especialidade com sede no Ultramar Português

DELEGAÇÃO - LISBOA
R.S.Pedro de Alcântara, 1
Tel. 32 46 93 e 21 32 56

SEDE - LUANDA
Rua Serpa Pinto, 60
C.P.2178 - Tel.4226

MOÇAMBIQUE
L.Marques - C.P.982 - Tel.741121
Beira - C.P. 1002 - Tel. 71497

C. D. U. 621.24.004.15

TRAÇADO DE DIAGRAMAS DE RENDIMENTO EM COLINA PARA TURBINAS HIDRÁULICAS

POR JOSÉ REBELLO DA SILVA
Engenheiro de Máquinas (I. S. T.)
Bolseiro da Fundação Calouste Gulbenkian
Equiparado a Bolseiro pelo I. de Alta Cultura

RESUMO

Este artigo estuda a obtenção dos diagramas de funcionamento das turbinas definindo as grandezas que nele intervêm. Refere-se em particular ao caso das turbinas Kaplan.

1 — INTRODUÇÃO

O diagrama em colina de uma turbina hidráulica traduz as suas condições de funcionamento em todos os pontos de serviço.

Este diagrama compreende essencialmente o traçado das curvas de igual rendimento num sistema de eixos coordenados n'_1, Q'_1, podendo, adicionalmente, ser completado com as curvas de igual potência e com as de igual binário; no caso das turbinas Pelton podem ainda desenhar-se as curvas de abertura constante do injector; no caso das Francis, além das curvas de abertura constante do distribuidor, podem desenhar-se, para as de rotação específica elevada, as curvas de valor constante do coeficiente de cavitação de Thoma; na caso das Kaplan, além destas duas famílias de curvas ainda se podem desenhar as curvas de abertura constante das pás da roda. (1)

Os diagramas são determinados em laboratório sobre modelos reduzidos e são referidos normalmente a uma turbina unitária, isto é, uma turbina semelhante ao protótipo mas com o diâmetro de referência (2) $D = 1$ m e funcionando sob a altura de queda $H = 1$ m. Esta turbina é caracterizada pelas grandezas unitárias:

— velocidade: $$n'_1 = \frac{n \cdot D}{\sqrt{H}} \quad (1)$$

— caudal: $$Q'_1 = \frac{Q}{D^2 \cdot \sqrt{H}} \quad (2)$$

— potência: $$P'_1 = \frac{P}{D^2 \cdot \sqrt{H^3}} \quad (3)$$

— binário: $$M'_1 = \frac{M}{D^3 \cdot H} \quad (4)$$

que se deduzem das grandezas correspondentes do protótipo, de diâmetro D e funcionando sob uma altura de queda H, introduzindo as relações de semelhança. Nas grandezas unitárias o índice 1 indica a referência a 1 m de altura de queda da turbina e a plica a referência a 1 m de diâmetro.

O traçado dos diagramas para as grandezas unitárias (embora no laboratório se não trabalhe na realidade, como regra geral, com turbinas modelo unitárias, mas sim com modelos de diâmetro bastante inferior a 1 m e funcionando sob alturas de queda variáveis e normalmente maiores do que 1 m) tem a vantagem de permitir

(1) Normalmente na zona de exploração efectiva de uma turbina Kaplan existe uma relação bem determinada entre as aberturas do distribuidor e da roda e não é então necessário mais do que o traçado de uma das correspondentes famílias de curvas (ver também a nota de pé 6).

(2) O diâmetro de referência varia com a firma construtora. Como mais apropriado, o que não significa que seja o mais utilizado, indica-se: para as turbinas Pelton, o diâmetro do jacto; para as Francis, o diâmetro de saída das pás da roda; e para as Kaplan, o diâmetro da roda.

uma passagem imediata ao diagrama do protótipo pela introdução das relações (1) a (4). Como, porém, o número de Reynolds do protótipo é superior ao do modelo correspondente, as perdas por atrito são proporcionalmente maiores neste do que naquele; ao traçar o diagrama da turbina protótipo é necessário, por isso, introduzir o respectivo «ganho em rendimento» [3] devido à sua maior dimensão. Observa-se, no entanto, que o traçado dos diagramas das turbinas unitárias é geralmente efectuado directamente com os valores dos rendimentos que foram determinados para a turbina modelo, sem a consideração do respectivo «ganho em rendimento».

Do diagrama em colina do protótipo podem obter-se não só as curvas características Q, n e P, n para valores constantes de H, mas também todas as restantes curvas e diagramas necessários ao estudo completo do funcionamento da unidade.

2 — REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

O equipamento de ensaio para a determinação de rendimentos compreende fundamentalmente as seguintes partes: instalação da turbina modelo pròpriamente dita (espiral, distribuidor, roda, veio e tubo de aspiração, para as turbinas Francis e Kaplan; conduta, injector, roda, veio, carcaça e poço de descarga, para as turbinas Pelton); dispositivos para medição do binário (mecânico, hidráulico ou eléctrico), do caudal (diafragma, venturímetro, descarregador aferido, etc.), da altura de queda da turbina (manómetros, flutuadores, etc.) e da velocidade (taquímetros electrónicos ou electro-mecânicos) e dispositivos acessórios para completar o circuito (bombas, condutas, depósitos, canais, etc.).

O que se segue refere-se a ensaios no caso de uma turbina Kaplan — já que a partir dele se pode deduzir a aplicação às turbinas Francis e Pelton — e compreende apenas o traçado das curvas de igual rendimento.

O traçado destas curvas num diagrama em colina é efectuado a partir do conhecimento das curvas Kaplan Q'_1, η_i, correspondentes a diferentes valores de n'_1. Por sua vez, para o traçado de cada uma das curvas Kaplan é necessário o conhecimento das respectivas curvas hélice. Os passos a considerar são, portanto, pela ordem que se referem: traçado das curvas hélice, a partir dos dados obtidos nos ensaios; traçado das curvas Kaplan, a partir das curvas hélices; traçado do diagrama em colina, a partir das curvas Kaplan.

A realização dos ensaios para a determinação das curvas hélices pode ser conduzida segundo dois métodos distintos.

No primeiro método — que, de um modo geral, é o mais indicado para instalações de ensaio em circuito fechado — fixam-se, para cada turbina hélice, isto é, para cada posição estabelecida para o ângulo φ de abertura das pás da roda, sucessivos valores convenientes da velocidade unitária n'_1, e para cada um destes variam-se as posições de abertura a_0 das pás do distribuidor. Para cada conjunto de valores φ, n'_1, a_0, determinam-se, com base nas indicações dos dispositivos de medição as seguintes grandezas:

— altura de queda da turbina, H (m),
— caudal da turbina, Q (m^3/s)
— velocidade da turbina, n (r. p. m.),
— binário interno da turbina, M_i (m kg). [4]

Com estas grandezas calculam-se:

— a poência interna da turbina,

$$P_i = \frac{M_i \cdot \omega}{102} \text{ (kW)},$$

— a potência da turbina, $\frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{102}$ (kW),

— o rendimento interno da turbina,

$$\eta_i = \frac{102 \cdot P_i}{\gamma \cdot Q \cdot H}$$

— o caudal unitário, $Q'_1 = \frac{Q}{D^2 \sqrt{H}}$.

[3] O «ganho em rendimento» — designação que atribuímos à correcção dos valores dos rendimentos devido à maior dimensão da turbina protótipo em relação à turbina modelo — é determinado por meio de fórmulas apropriadas, das quais as mais correntemente utilizadas são as de Ackeret, Moody e Hutton.

[4] O apoio do veio da turbina e do freio é feito de tal modo — em geral com a utilização de chumaceiras oscilantes — que o valor medido no freio corresponde ao binário interno da turbina: $M_i = M + M_m$ em que M é o binário da turbina e M_m o valor correspondente às perdas externas.

No segundo método — que, em geral, é o mais conveniente para instalações de ensaio em circuito aberto — fixam-se, para cada turbina hélice, sucessivas posições de abertura das pás do distribuidor e varia-se, para cada uma destas, o valor da carga no freio. Para cada conjunto de valores φ, a_0, carga no freio, calculam-se, como anteriormente, os valores de P_i, $\frac{\gamma . Q . H}{102}$, η_i, Q'_1, calculando-se ainda o valor da velocidade unitária, $n'_1 = \frac{n . D}{\sqrt{H}}$.

A diferença essencial entre as duas técnicas é que, enquanto na primeira se determinam para cada turbina hélice as condições de funcionamento, para cada valor constante de n'_1, fazendo variar os valores de a_0, na segunda as condições de funcionamento para cada turbina hélice são determinadas fazendo variar o valor de n'_1 para cada valor constante de a_0.

3 — TRAÇADO DO DIAGRAMA DE RENDIMENTO EM COLINA

A realização dos ensaios segundo a técnica indicada como primeiro método permite o traçado directo das curvas hélice Q'_1, η_i correspondentes a cada valor de n'_1, a partir das grandezas calculadas.

O mesmo não acontece quando os ensaios são realizados de acordo com o segundo método, sendo então necessário um traçado preliminar das curvas n'_1, Q'_1 e n'_1, η_i para se proceder em seguida ao traçado das curvas hélice Q'_1, η_i.

Considera-se o caso correspondente à realização de ensaios de acordo com o segundo método assinalado.

Para cada turbina hélice, quer dizer, para cada valor φ_x fixado para abertura das pás da roda, traçam-se as curvas n'_1, Q'_1 relativas a cada um dos valores $(a_0)_y$ = constante, atribuídos à abertura das pás do distribuidor; tem-se, pois, x diagramas e em cada um y curvas (5). Em sobreposição traçam-se as curvas n'_1, η_i relativas também a cada um dos y valores de a_0.

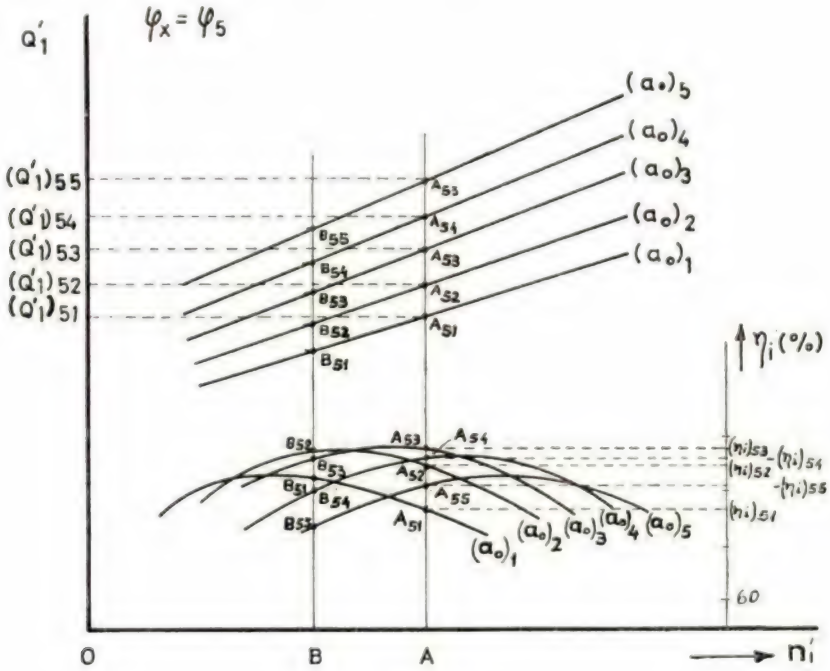


Fig. 1

Na figura 1 representam-se as curvas n'_1, Q'_1 e n'_1, η'_i para cinco posições diferentes de abertura das pás do distribuidor e relativas a um determinado valor φ_5 de abertura das pás da

(5) Esclarece-se que o número de curvas pode ser diferente para cada um dos x diagramas e que, além disso, aquelas curvas não correspondem necessàriamente a valores iguais atribuídos a a_0.

roda. A partir destas curvas determinam-se os valores correspondentes de Q'_1 e η_i para valores constantes de n'_1; na figura estão indicados os valores correspondentes de $(Q'_1)_{5y}$ e $(\eta_i)_{5y}$ para valores constantes A e B de n'_1 (para não tornar o desenho confuso, os valores de $(Q'_1)_{5y}$ e $(\eta_i)_{5y}$ correspondentes ao valor B de n'_1 foram apenas assinalados sobre as curvas).

origem dos diagramas traçados com os diferentes valores de φ sobre a mesma vertical, pois sendo idêntica a escala em todos aqueles diagramas, a determinação dos valores de Q'_1 e η_i para cada valor constante de n'_1 é feita sempre sobre a mesma vertical de abcissa igual ao valor de n'_1.

Na figura 2 traçaram-se as curvas hélice para

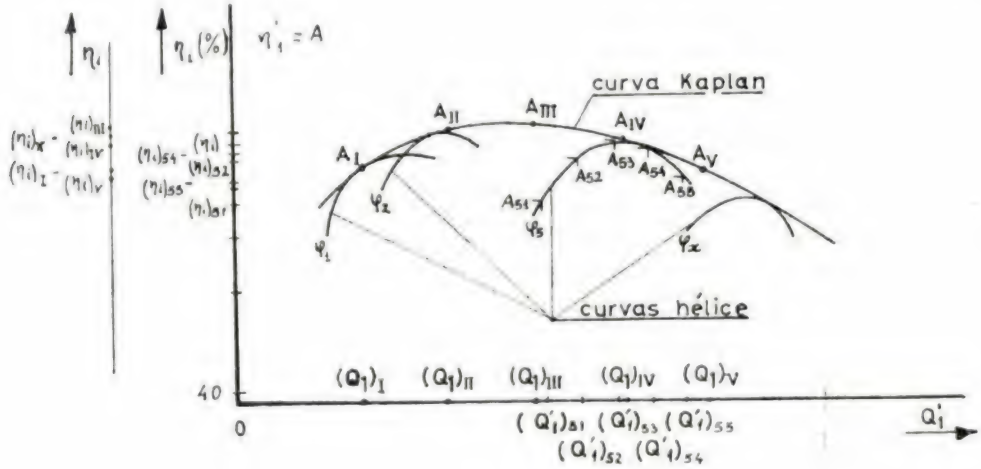


Fig. 2

A partir do conjunto de todos estes diagramas traçam-se, para cada determinado valor constante atribuído a n'_1, as x curvas hélices Q'_1, η_i. Facilita-se esta passagem com o alinhamento da

um valor A de n'_1 e assinalaram-se sobre a curva φ_5 os pontos A_{51} a A_{55} em correspondência com os dados da figura 1.

A envolvente de todas as curvas hélice repre-

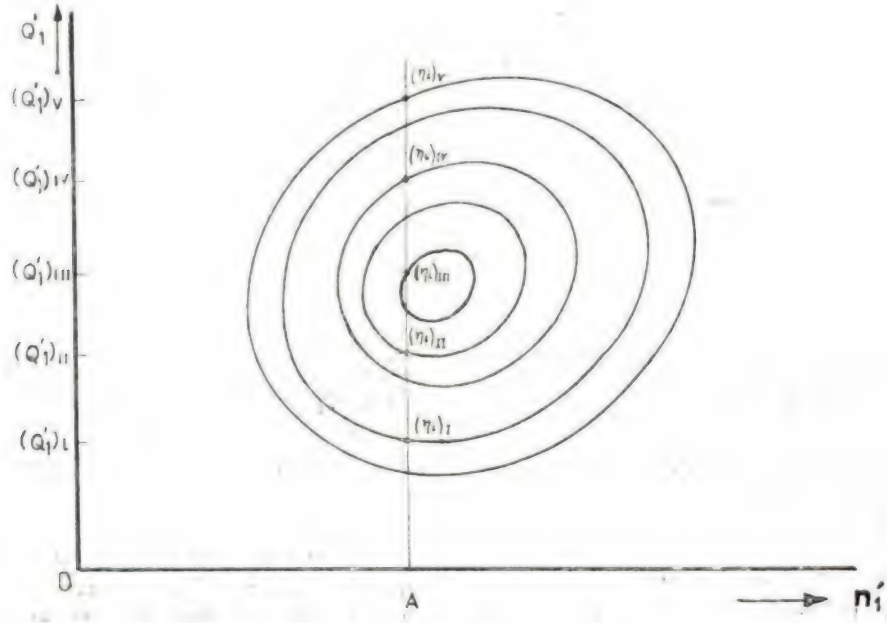


Fig 3

senta a curva Kaplan para o valor de n'_1 considerado.

O traçado do diagrama em colina é efectuado agora a partir das curvas Kaplan dos diagramas anteriores ([6]):

Na figura 3 representam-se algumas curvas de rendimento constante, indicando-se os pontos I a V relativos ao valor A de n'_1 e obtidos em correspondência com os dados da figura 2.

BIBLIOGRAFIA

1 — R. Dziallas — Beitrag zur hydraulischen Auslegung von Kaplanturbinen — Voith Forschung und Konstruktion Nr. 1 — 1955.

2 — R. Dziallas — Bisherige Praxis der Modellturbinenuntersuchungen an Stelle von Abnahmeversuchen — Schweizerischen Elektrotechnischen Verein Nr. 13 — 1959.

3 — M. Nechleba — Hydraulic Turbines — Edição de Constable (Londres) — 1957.

4 — W. Thuss — Betriebszustände von Kaplanturbinen — Voith Forschung und Konstruktion Nr. 4 — 1958

5 — J. Rebello da Silva — Da potência bruta de um aproveitamento hidráulico à potência da turbina nele instalada — «Técnica», n.º 347.

([6]) O diagrama de rendimento em colina das turbinas Kaplan corresponde, portanto, à relação óptima dos factores abertura das pás da roda-abertura das pás do distribuidor.

AGRADECIMENTO

À Firma J. M. Voith (Heidenheim — Alemanha) agradeço as facilidades concedidas e os elementos fornecidos para a realização deste trabalho. Aos seus técnicos agradeço a colaboração prestada na elaboração do mesmo.

SUMMARY

The author discusses the methods of obtaining the characteristic curves of a turbine, defining the interested variables. It is also taken in account the specific case of the Kaplan turbines.

A OBSERVAÇÃO DA ONDULAÇÃO

CARACTERÍSTICAS DOS TRENS DE ONDAS OBSERVADOS NA FIGUEIRA DA FOZ

ERRATA

Página	Linha	Onde se lê:	Deve-se ler:
464	2 da nota ([1])	resistência	existência
474	figura 14	m/sec²	m/seg²
476	18	de relação	da relação
477	17	$H_{1/0}$	$H_{1/10}$

C. D. U. 621.311.5/94

Elementos sobre a produção e o consumo de energia na rede eléctrica nacional

— Elementos extraídos das estatísticas mensais do Repartidor Nacional de Cargas (R. N. C.)

NOTA: *As produções e os consumos das empresas do R. N. C. representam cerca de 94 °/₀ dos totais do País.*

I — Breve nota mensal

Depois da ocorrência, em Março, de um regime de afluências superior à média — o que conduziu a um armazenamento no conjunto das albufeiras superior ao respectivo valor da curva guia de segurança — regressou-se, em Abril, a um regime de afluências desfavorável o que levou a que se iniciasse, no dia 21 deste mês, o desarmanezamento do conjunto das albufeiras.

As afluências ao conjunto do sistema decresceram ràpidamente durante o mês de Abril por efeito da escassez de precipitações, notando-se, contudo, uma subida transitória das afluências na passagem de Abril para Maio, originada pelas precipitações então ocorridas.

II — Elementos gerais (GWh)

Acumulados desde 1 de Janeiro

	1964	1965	Variação °/₀
Produção hidráulica (P_h) . . .	1529,1	1366,4	— 11
Produção térmica (P_t)	59,4	142,8	+ 140
Produção total (P_T)	1588,5	1509,2	— 5
Energia recebida de empresas não pertencentes ao RNC (E_r)	14,9	12,9	— 13
Exportações (Ex)	36,4	1,0	— 97
Importações (I)	0,0	60,2	—
Saldo importador (S_I)	—36,4	+59,2	—
Consumo em bombagem (C_D)(1)	—	6,8	—
Produção para consumos perman. (P_{cnp}) (2)	1249,0	1416,9	(4) + 13,4
Produção para consumos não perman. (P_{cp}) (3)	318,0	157,6	— 50
Total	1567,0	1581,3	+ 1
Coeficiente de hidraulicidade	1,17	0,82	—

NOTAS

(1) Energia consumida em bombagem para armazenamento na Albufeira do Alto Rabagão.

(2) A produção para consumos permanentes (P_{cp}) é determinada pela seguinte expressão: $P_{cp} = P_T + E_r + S_i - C_b - P_{cnp}$

(3) Consideram-se consumos não permanentes os indicados em 4.2.

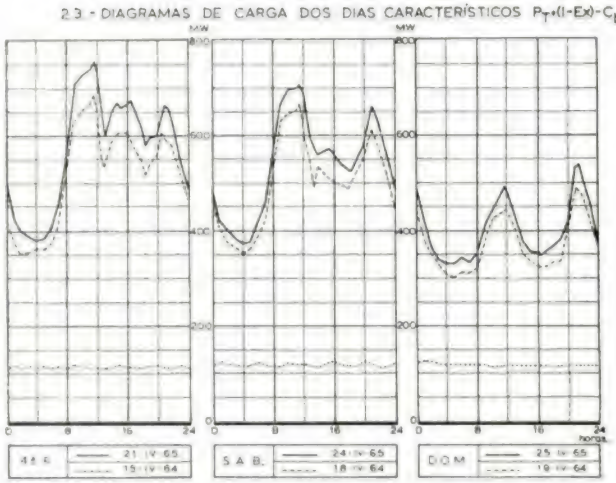
(4) O aumento percentual de produção para consumos permanentes, tendo em conta a incidência dos domingos e dias especiais, é respectivamente de 11,9 °/₀ e 14,8 °/₀.

III — Diagramas de carga dos dias característicos

			4.ª feira: 1964	1965
Produção hidráulica		(P_h) MWh	12661	14056
Produção térmica		(P_t) MWh	0	0
Produção total		(P_T) MWh	12661	14056
Trocas com Espanha	Export.	(Ex) MWh	0	0
	Import.	(I) MWh	0	0
Consum em bomb. hidroel.		(C_b) MWh		100
Prod. para cons. perm.		(P_{cp}) MWh	9899	11388
Prod. para cons. não perm.		(P_{cnp}) MWh	2762	2568
TOTAL		$P_T + (I-Ex)$ MWh	12661	13956
Características dos diagramas	$P_T + (I-Ex)$	Potência máx. MW	683	754
		Potência mín. MW	353	377
		Utiliz. da ponta horas	18,5	18,5
		Factor de carga	0,77	0,77
	P_{cp}	Potência máx. MW	562	643
		Potência mín. MW	235	269
		Utiliz. da ponta horas	17,6	17,7
		Factor de carga	0,73	0,74

ABRIL

2.3 - DIAGRAMAS DE CARGA DOS DIAS CARACTERÍSTICOS $P_T+(I-Ex)-C_b$



IV — Energia armazenada nas principais albufeiras

Albufeiras:	No fim do mês GWh	°/₀ (1)
Alto Rabagão	215,5	22,1
Paradela	110,4	49,6
Venda Nova	115,0	89,8
Salamonde	22,8	82,6
Caniçada	27,7	83,7
Vilar	43,1	46,5
Cabril	331,1	97,6
Castelo do Bode	125,2	76,8
Guilhofrei	7,4	89,2
Lagoa Comprida	22,5 (2)	67,3
Santa Luzia	55,5	90,1
Pracana	9,9	76,7
Póvoa	6,5 (3)	49,0
Total com A. Rabagão . . .	1092,6	51,8
Total sem A. Rabagão . . .	877,1	77,2

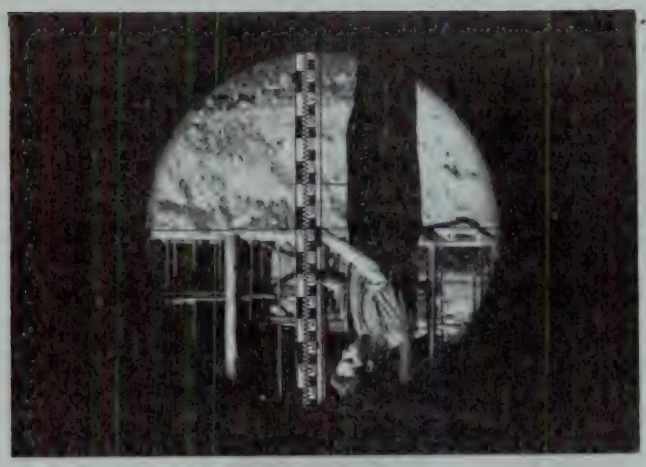
Notas:

(1) Coeficiente de enchimento em energia das albufeiras.

(2) Inclui 3,3 GWh armazenados em Vale do Rossim no início do mês e 2,7 GWh no fim do mês.

(3) Inclui 1,4 GWh armazenados no açude do Poio no início do mês e 1,4 GWh no fim do mês.

ANTIGAMENTE :

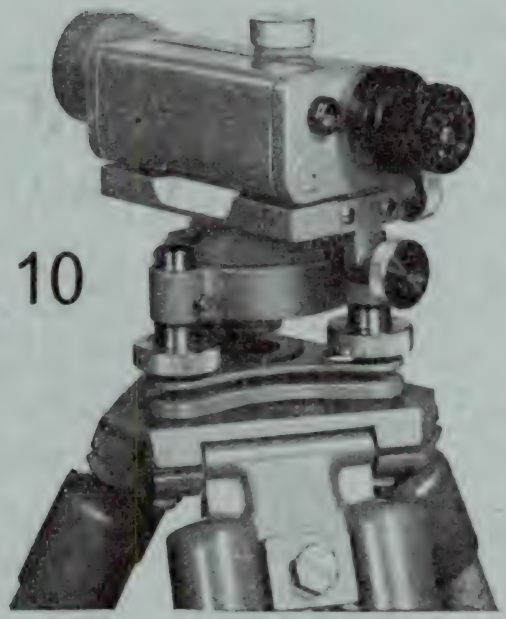


HOJE :

Com
imagem
direita
na luneta

WILD
HEERBRUGG

N 10



Trabalho cómodo e simples sem erros e sem dúvidas, sinais correctos, não invertidos, claros e rápidos.

O pequeno nível WILD N 10 com a designação «E» tem imagem direita do campo de observação na luneta. A mesma tem luminosidade igual ao modelo convencional e o mesmo tamanho.

Representantes exclusivos

WILD PORTUGAL, LDA.

PRAÇA DAS ÁGUAS LIVRES, 8
LISBOA-2 — TELEFONE 68 11 27

OS DOIS ESTÃO DE ACORDO

É O MEU BERLIET!

É O MEU BERLIET!

-diz, na verdade, o motorista. Na cabine RELAX sinto-me em minha casa.
Para mim é o sólido companheiro de trabalho em quem se pode confiar inteiramente.

É O MEU BERLIET!

-diz a experiência do industrial. Rápido e robusto, dura uma eternidade e o seu motor MAGIC economiza-me duas horas de marcha por dia.

exito 81-4

berliet-tramagal

PARA TODAS AS CARGAS, PARA TODAS AS ESTRADAS

METALURGICA DUARTE FERREIRA, S.A.R.L.

divisão berliet RUA TOMÁS RIBEIRO, 50-A - LISBOA • RUA PASSOS MANUEL, 36 - PORTO

C. D. U. 628.392

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DUM EXUTOR SUBMARINO DE ESGOTO DE ÁGUAS RESIDUAIS

POR AMÍLCAR JOSÉ RAMOS AMBRÓSIO
Eng.º Civil (I. S. T.)
do Gabinete de Estudos e Projectos
de Engenharia Sanitária e Hidráulica

O Engenheiro Armando Coutinho de Lencastre, de quem o autor deste artigo é colaborador no Gabinete acima referido, foi incumbido, pelo Governo Geral de Angola, da elaboração do Plano Geral de Saneamento de Luanda.

Entre os vários problemas que houve que se resolver, um consistiu na fixação do esquema de saneamento do esgoto de águas residuais que, quer do ponto de vista técnico como económico, melhor se adaptasse aos condicionamentos existentes.

Para tanto analisaram-se diversas soluções, uma das quais previa o lançamento no mar do esgoto proveniente duma extensão considerável da Cidade, através dum exutor submarino enraizado num determinado local da Ilha de Luanda.

A fim de se computar os encargos correspondentes a tal solução, designadamente as parcelas relativas a investimento e custos de energia de bombagem, teve de se proceder ao dimensionamento da obra o qual, como se verá, não podia deixar de ter um carácter aproximado.

Uma vez determinado o diâmetro do exutor, estimado o respectivo comprimento e fixadas as demais características (terminal, tipo de material, revestimentos, protecção na zona de rebentação, etc.), foi possível fazer um cálculo suficientemente aproximado desses encargos.

Verificou-se que, mesmo tendo em conta a margem de imprecisão resultante do dimensionamento aproximado feito, a solução não se apresentava econòmicamente competitiva com a que finalmente veio a ser preconizada.

Não obstante ter sido posta de parte, levou-se a sua análise, como aliás a de todas as outras soluções admitidas, a um grande pormenor uma vez que tal procedimento se considerou indispensável para se poder estabelecer conscienciosamente o esquema de saneamento mais aconselhável para a Cidade.

O presente artigo tem por base o estudo então feito, limitando-se, todavia, aos aspectos relacionados com a determinação do comprimento do exutor e com a forma do terminal.

1. INTRODUÇÃO

O lançamento do esgoto no mar por exutores é, hoje em dia, pelo menos nos Estados Unidos da América, quer na costa atlântica como na costa do Pacífico, prática relativamente corrente, de tal modo que só na Califórnia, cerca de 125 cidades litorais, entre as quais se contam 11 das 13 maiores cidades daquele Estado, recorrem a tal processo de rejeição e depuração natural do esgoto. [1]

A técnica tem, também neste capítulo, evoluído bastante nos últimos anos. Alguns dados poderão sublinhar esta afirmação.

Assim, dentro da maior variabilidade de comprimentos e de diâmetros dos exutores, de profundidades finais a que são lançados e de descargas diárias que permitem, foram já atingidos os seguintes máximos: [1]

a) — de comprimento: 11 500 m num dos exutores de Los Angeles;

b) — de diâmetro: 3,60 m num outro exutor de Los Angeles;

c) — de profundidade: 100 m na Cidade de Everett, no Estado do Oregon;

d) — de descarga máxima: 1 600 000 m^3/dia de esgoto, pelo exutor de Los Angeles indicado em *b*).

Fig. 1 — Esquema geral da solução analisada

De notar que o exutor de Los Angeles com 3,60 m de diâmetro e dimensionado para 1 600 000 m^3/dia, tem cerca de 8000 m de extensão e vai até 60 m de profundidade.

Deste modo, a situação a resolver em Luanda, que deveria prever o lançamento diário de 28 000 m^3 de esgoto por um exutor de 0,75 m de diâmetro com uma extensão oscilando em torno dos 1300 m, a uma profundidade de cerca de 40 m, não constituiria, do ponto de vista estritamente técnico, um impasse. A recorrência a uma empresa especializada seria o caminho para a resolução do problema.

* * *

Na solução analisada o esgoto é bombado para o exutor tendo-se previsto, para o efeito, a construção de duas estações elevatórias e dum conjunto de condutas como, esquemàticamente, se apresenta na Fig. 1.

Por conveniente localização das estações e traçado das redes de colectores, procurou-se tirar o máximo partido das condições topográficas existentes e desse modo fazer afluir por gravidade às estações elevatórias referidas o esgoto da maior área possível da Cidade.

Ao esgoto das restantes zonas fixou-se destino diferente daquele, não tendo interesse, todavia, no âmbito deste artigo, fazer-lhe qualquer referência.

O sistema de saneamento adoptado no Plano Geral é o do tipo separativo; nestas circunstâncias, o esgoto que ocorre nas estações elevatórias é apenas o de águas residuais. Dado o tipo de ocupação urbanística da zona interessada no exutor (predominantemente residencial e de serviços), o esgoto de águas residuais a lançar no mar era, na sua quase totalidade, esgoto doméstico e como tal pode ser considerado.

Antes de ser bombado para o exutor, o efluente seria sujeito a trituração por dispositivos apropriados a instalar nas estações elevatórias.

A população servida pelo sistema descrito atingia 123 500 habitantes, correspondendo-lhe um caudal de ponta, debitado pelo conjunto dos grupos elevatórios das duas estações, de 730 l/s.

* * *

O enraizamento do exutor foi previsto na zona mais proeminente da Ilha, como se indica nas Figs. 1 e 7.

O lançamento do esgoto no mar do lado exterior à Baía pareceu evidente. Com efeito, a alternativa de lançamento na Baía não se mostrou viável na medida em que as profundidades susceptíveis de provocarem uma boa difusão inicial do esgoto (superiores a 20 m) se encontram a partir de grande distância (cerca de 1700 m) da estação elevatória mais próxima. Para além disso, a intensidade e direcção de correntes, os fluxos e refluxos das marés e a forma fechada da Baía, dificilmente permitiriam que, mesmo com lançamento a distância superior à mínima indicada, ficasse garantida a ausência de poluição nas zonas destinadas a banhos e a desportos náuticos.

Assente o lançamento do esgoto do lado exterior à Baía, outra variante se poderia encarar, a qual consistiria em lançar o esgoto não por um único exutor mas por dois — um por cada estação elevatória.

Ao primeiro, referente à EE1, corresponderia o local já indicado para a solução estudada.

O segundo, dada a situação da EE2, teria o seu enraizamento frente a esta estação elevatória. Todavia, como se verificou, para que o ponto de lançamento do esgoto se situasse a uma distância da linha da praia definida pelo prolongamento da Ilha para sul, sensìvelmente igual à determinada na solução que se analisou em pormenor, seria necessário dar a tal exutor um comprimento superior a 2500 m a partir do seu enraizamento junto à EE2.

Tal variante não se apresentou competitiva com a solução que foi objecto de estudo, dado os custos de construção dos exutores.

2. DADOS OCEANOGRÁFICOS DISPONÍVEIS

Não se dispunha de elementos suficientes para se fixar, com a máxima garantia, o comprimento conveniente para o exutor; eles eram, todavia, bastantes para se estabelecer uma gama de comprimentos dentro da qual a extensão real do exutor se fixaria.

O processo corrente de dimensionamento de obras desta natureza compreende uma primeira fase de trabalho de gabinete, a única que então se podia realizar, destinada à estimativa do comprimento do exutor, à determinação do seu diâmetro e à definição das restantes características.

Se as conclusões a que se chegasse provassem que a solução era econòmicamente viável, não obstante a margem de erro implícita no dimensionamento sumário, teria então que se levar a efeito uma série de trabalhos laboratoriais e de campo, que no caso mais geral deveriam englobar os seguintes aspectos : [2,3]

a) — exigências requeridas, do ponto de vista de concentração bacteriológica, turvação, matérias flutuantes, depósitos, redução do teor de oxigénio, etc, às águas do mar destinadas a banhos ;

b) — análise do esgoto bruto, nomeadamente da sua concentração bacteriológica, B.O.D., teor em matérias sólidas, etc ;

c) — ensaios *in natura* destinados a deduzir o poder bacteriofágico das águas do mar, isto é, da sua capacidade de redução da concentração bacteriológica e ainda destinados a medir o oxigénio dissolvido, tempo de regeneração, etc ;

d) — medição de salinidades e avaliação de temperaturas nas zonas interessadas na depuração do esgoto, quer à superfície do mar, como a várias profundidades, ao longo dum período de meses conveniente ;

e) — ensaios com matérias corantes ou radioactivas, para avaliação da dispersão do esgoto e consequente diluição ;

f) — análise de correntes, ondulação, formação de vagas, etc ;

g) — levantamento batimétrico na extensão prevista para o exutor e respectiva sondagem dos fundos para conhecimento da sua natureza.

O simples enunciado dos trabalhos a realizar deixa prever os meios de que se deveria dispor, quer em pessoal qualificado como em aparelhagem, e concluir daí que efectivamente só empresas especializadas os poderiam levar a efeito.

No tocante a dados oceanográficos foi muito útil a consulta que se fez do trabalho publicado pela Comissão de Estudos da Erosão e Defesa da Restinga de Luanda [4], comissão constituída em 1953 com o objectivo de determinar a viabilidade e a forma de suster a erosão da restinga pelo mar e traçar um programa de estudos capaz de levar ao completo conhecimento do fenómeno e à adopção de soluções definitivas.

Para cumprir a incumbência, a citada Comissão teve que arrolar toda uma série de elementos existentes relativos a batimetria, marés, ventos, etc, proceder a uma série de observações de ondulação, marés, correntes, sedimentologia, etc, e fez executar um levantamento hidrográfico, traçados de perfis transversais e longitudinais, fotografias aéreas, etc, de toda a zona interessada no problema em causa.

De todo o material existente e compilado e de todos os elementos posteriormente obtidos por iniciativa da Comissão, destacam-se, aqui, com interesse imediato para a questão do exutor, as observações de correntes.

Para estudo do regime de correntes na zona vizinha da costa exterior da Ilha, realizaram-se seis tipos de observações, algumas das quais meramente qualitativas.

De todos eles, o que compreendeu a observação de correntes por meio de flutuadores em quatro verticais, é o que, *pela sua própria natureza, pelo número de observações efectuadas e pelos resultados obtidos, é mais digno de menção* [4].

Assinalam-se na Fig. 7 as quatro verticais onde se efectuaram as observações de correntes. Como se poderá verificar, são as verticais V_1, V_2 e V_3 as que mais interesse têm para o estudo do problema do exutor, dado que se situam na zona onde, por um lado, ele poderia ser lançado e, por outro, onde se daria a dispersão da mancha de esgoto.

A vertical V_1 estava situada à profundidade de — 4 m e a cerca de 250 m da linha da praia ; a V_2 a — 4 m, também, e a cerca de 400 m ; para a V_3 aqueles valores eram de — 10 m e de, aproximadamente, 1000 m.

O tempo de observações decorreu entre 21/4 e 30/6 de 1954 e entre 6/9 do mesmo ano e 3/1 de 1955. O período de trabalho em cada dia ia das 7 às 16 horas, lançando-se flutuadores com intervalos, sensìvelmente regulares, de 20 minutos.

O número de observações realizadas foi de :

894 na vertical V_1
912 na vertical V_2
1002 na vertical V_3

ou seja, um total de 2808 nestas três verticais.

Estes números mostram a amplitude do trabalho levado a efeito.

As observações em cada vertical foram efectuadas não apenas à superfície mas a várias profundidades.

Consultadas as cadernetas onde se fizeram os registos das observações e compilados os elementos referentes a velocidades médias e máximas e número de observações, para vários azimutes, nas três verticais citadas, estabeleceu-se a seguinte série de valores a utilizar em ulteriores cálculos:

azimutes	velocidades
60°	630 m/h
80°	410 »
100°	220 »
120°	200 »
140°	90 »
160°	290 »
180°	200 »
200°	305 »
220°	230 »

Admitiu-se, por hipótese, que, para cada azimute, a corrente era rectilínea e de intensidade constante e igual ao valor respectivo registado na relação anterior.

3. LANÇAMENTO DO ESGOTO NO MAR POR EXUTOR

3.1 — *Índices de poluição*

Está provado, pela experiência que existe, designadamente nos Estados Unidos, dos problemas relacionados com o lançamento do esgoto no mar, que se se provocar uma boa difusão inicial do esgoto na massa líquida que circunda as saídas dos exutores, a qualidade da água nas zonas de banhos passa a ser exclusivamente governada pelo teor da concentração bacteriológica. [5]

Será pois através do controle do teor da concentração bacteriológica que será definida a extensão do exutor.

* * *

As bactérias que têm sido aceites, até agora, como melhor definindo o grau de poluição das águas, são as do grupo coliforme (B. coli), parte das quais, as chamadas bactérias fecais (Escherichia coli), vivem no trato intestinal do homem. Deste modo, a determinação do grau de poluição duma água é, no fundo, circunscrita à contagem do teor de *B. coli*. Recentemente, porém, tem-se verificado não ser o grupo de bactérias coliformes o indicador bacteriológico de poluição mais seguro, nomeadamente nas águas do mar, mas sòmente a espécie *Escherichia coli* desse grupo; e há quem indique, em alternativa, o *Streptococcus faecalis* do grupo das bactérias enterococos, para além de outras várias bactérias que têm sido propostas como indicadores de poluição. As razões destas divergências radicam-se, fundamentalmente, no facto de, estatìsticamente, se observar uma mais estreita correlação entre os teores de *E. Coli* e de *S. faecalis* e o número de doentes de carácter gastero-intestinal, entre os banhistas, ao mesmo tempo que se verifica uma grande variabilidade no teor de *B. Coli*. [6]

Para além dos métodos laboratoriais de detecção de batérias em amostras de águas, a sua contagem faz-se, modernamete, por recorrência ao *número mais provável* (NMP) que representa a densidade de organismos que, em termos probabilísticos, existe numa determinada amostra. Greenwood e Yule, desenvolveram a teoria do NMP, e formularam as expressões matemáticas necessárias à sua determinação. [7] Determinados os NMP de várias amostras sucessivas, o teor da concentração bacteriológica da água em estudo é depois expresso em termos da média aritmética, ou da média geométrica, ou da mediana, etc, dos vários NMP calculados em cada amostra.

Nos Estados Unidos, cada um dos Estados tem as suas próprias normas que estipulam os teores de concentração bactereológica em ordem aos quais se pode considerar aceitável a água do mar destinada a banhos. A variabilidade dessas normas levou a que se fizesse um inquérito destinado aos Departamentos de Saúde dos vários Estados, no sentido de, para além do mais, se averiguar em que bases se apoiavam as normas em vigor quanto à fixação dos teores de concentração bactereológica. [8] Invariàvelmente as respostas a esta questão indicaram que na fixação desses teores não havia qualquer fundamento de ordem científica ou técnica, mas apenas o facto de a elas terem correspondido, até à data, condições de sanidade satisfatórias entre os banhistas. As normas dos vários Estados, referidas umas em termos de média aritmética, outras em média geométrica, etc, do NMP de *B. coli*, mostraram que, quando reduzidas ao mesmo índice (média geométrica do NMP de *B. coli*), as suas exigên-

cias se escalonavam entre 2,5 *B. coli*/ml (Califórnia) e 30 *B. coli*/ml (Michigan).

Todas estas considerações, àcerca do índice de poluição bacteriológica, do modo de expressão dos teores de concentração e das normas que definem as características aceitáveis para as águas do mar destinadas a banhos, têm por finalidade mostrar a fluidez e mesmo as incógnitas que ainda existem em torno deste problema, apesar dos avanços da técnica, pelo que, no estudo feito, se considerou razoável supor que a média geométrica de 30 *B. coli*/ml nas águas do mar é índice de condições aceitáveis para banhos.

3.2 — *Concentração bacteriológica no esgoto*

O número de *B. coli* nas feses humanas é muito grande: a excreção diária, por pessoa, pode ir de 125×10^9 a 400×10^9 *B. coli*, relacionando-se os valores mais elevados com os meses mais quentes.

Para a capitação média ponderada de 200 l/ /hab/dia, que se tomou no trabalho, se suposesse uma dispersão uniforme dos *B. coli* no esgoto, ter-se-iam concentrações variando, aproximadamente, de 625 000 a 2 000 000 *B. coli*/ml.

Nos trabalhos preparatórios para o dimensionamento do grande exutor de Los Angeles, de 8 km de extensão, medições dos teores de concentração bacteriológica nas várias etapas de tratamento de esgoto na estação existente (Hyperion Treatment Plant), indicaram: [10]

— no esgoto bruto	366 000 *B. coli*/ml (média geométrica do NMP)
— após a passagem por grelhas e decantadores	259 000 Idem, idem.
— após tratamento biológico (lamas activadas)	112 000 Idem, idem.

Gunnerson [11] cita os valores de 500 000 *B. coli*/ml e de 1 000 000 *B. coli*/ml (médias geométricas dos NMP), tomados nos cálculos do citado exutor, valores que, portanto, pressupõem a adopção dum certo factor de segurança em relação aos valores medidos e atrás referidos.

Os caudais de esgoto em Los Angeles são muito maiores que os de Luanda; atendendo, porém, a que a concentração bacteriológica no esgoto varia muito pouco com a capitação [9] (varia muito menos do que, por exemplo, o B. O.D., a percentagem de matérias em suspensão, etc), mas não deixando de se admitir uma certa situação por segurança, tomou-se, no estudo feito, o valor de 2 000 000 *B. coli*/ml (média geométrica dos NMP) para teor da concentração bacteriológica do esgoto bruto. Isto implica, para que os teores da concentração bacteriológica nas zonas de banhos não excedam 30 *B. coli*/ml, que se garanta uma redução, do teor inicial, igual a 67 000 vezes.

3.3 — *Redução da concentração bacteriológica. Factores intervenientes*

A representação, num gráfico, da curva de redução da concentração bacteriológica em função do tempo, apresenta, num caso mais geral, três fases distintas: [12]

- uma primeira fase na qual a concentração poder-se-á manter constante ou mesmo aumentar;
- uma fase seguinte onde se verifica uma acentuada redução da concentração;
- uma fase final na qual se observa uma grande resistência na redução da concentração.

A expressão que define a redução da concentração bacteriológica é do tipo:

$$\frac{N_t}{N_0} = 10^{-k\,(t-t_0)}$$

na qual:

N_0 — número de bactérias em $t = t_0$ (concentração inicial);
N_t — número de sobreviventes após o tempo t (em horas), contado a partir de t_0 (em horas);
t_0 — número de horas correspondentes à primeira fase;
k — factor constante

Estudos realizados com utilização de vários tipos de meios ambientes, levaram à conclusão de que a primeira fase normalmente existe quando a temperatura é baixa, ou quando ao meio se adiciona, por exemplo, uma solução de lactose, ou ainda quando o meio está sujeito a grande agitação; de qualquer modo, a redução de con-

centração bacteriológica nas águas do mar (e no próprio mar, não em ensaios de laboratório), é tal que, como regra, na expressão atrás citada $t_0 = o$, ou seja, não existe a primeira fase.

Assim:

$$\frac{N_t}{N_0} = 10^{-kt}$$

e se se quiser determinar k, poder-se-á escrever:

$$k = \frac{\log \frac{N_1}{N_2}}{t_2 - t_1}$$

onde:

N_1 — número de bactérias no tempo t_1;
N_2 — número de bactérias no tempo t_2, após o tempo t_1.

Se se fizer $N_1 = 10\ N_2$ e $t_1 = 0$, virá:

$$k = \frac{1}{t_{90}}$$

significando t_{90}, o tempo, em horas, necessário para se reduzir de 90 % a concentração bacteriológica.

Em ensaios levados a efeito na Baía de Santa Mónica (Los Angeles) concluiu-se que os factores intervenientes na redução da concentração bacteriológica eram de três ordens:

— diluição, provocada pela mistura das águas do mar e do esgoto nelas lançado;
— sedimentação das matérias decantáveis constituintes do esgoto, na zona em torno da saída do exutor;
— mortalidade, devido à temperatura, acção bacteriofágica de certos animais e plantas inferiores, etc.

E desse modo, na expressão:

$$\frac{N_t}{N_0} = 10^{-\frac{t_{90}}{t}}$$

é:

$$\frac{1}{t_{90}} = \frac{1}{t_{90_d}} + \frac{1}{t_{90_s}} + \frac{1}{t_{90_m}}$$

sendo:

t_{90_d} — tempo, em horas, para reduzir de 90 % a concentração bacteriológica por efeito exclusivo da diluição;
t_{90_s} — idem, por efeito exclusivo da sedimentação;
t_{90_m} — idem, por efeito exclusivo da mortalidade. [11]

a) *Factor diluição*

As clássicas experiências de Rawn e Palmer [13] sobre a difusão de jactos líquidos na água do mar, levaram os seus autores a propor, para jactos de tubagens horizontais, a expressão empírica:

$$S_0 = \frac{0{,}5\ (L + 3)^{2{,}35}}{Q^{0{,}61}} + 1$$

na qual:

S_0 — diluição, no topo do jacto, na intersecção com a superfície do mar, numèricamente igual à relação entre o volume da mistura da água do mar e líquido diluído, e o volume do líquido diluído, numa amostra (diluição inicial);
Q — cauda do jacto, em galões/min;
L — desenvolvimento do jacto, segundo o eixo, de forma parabólica, em pés.

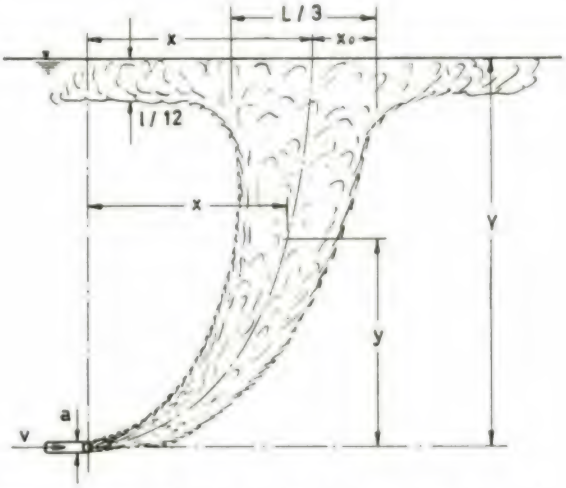


Fig. 2 — Difusão de jactos de tubagens horizontais (Rawn e Palmer)

Se se representar por X a distância, medida na horizontal, entre a saída do exutor e o ponto de intersecção do eixo do jacto com a superfície do mar; e se por Y se representar a profundidade, em relação à superfície do mar, a que se encontra a saída do exutor; finalmente, se se fizer $a = \sqrt[3]{V^2 D}$, onde V é o velocidade do jacto à saída do exutor em pés/s e D o diâmetro do

exutor em pol., poder-se-á escrever, ainda de acordo com as mesmas experiências:

$$L = Y + (0{,}8\ a)^{3/2} - \frac{0{,}1685\ a^2}{\sqrt[3]{Y}} \quad \text{quando } \frac{Y}{X} > \frac{1}{3}$$

$$L = X\left[1 + 0{,}9\left(\frac{Y}{X}\right)^2\right] \ldots\ldots \text{ quando } \frac{Y}{X} < \frac{1}{3}$$

No caso estudado em Luanda era sempre, como se verá:

$$\frac{Y}{X} > \frac{1}{3}$$

Deste modo, pois, sabidos Q, V e D, poder-se-á determinar a diluição do esgoto no topo do jacto (diluição inicial).

Estas experiências foram mais tarde reanalisadas em laboratório pelo próprio Rawn, e ainda por Bowerman e por Brooks. [14] Daí se concluiu ser a diluição inicial do esgoto função da profundidade da saída do exutor (Y) e do número de Froude do jacto (F) definido por:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g'\ D}}$$

onde:

$$g' = g\ \frac{\gamma\ \text{mar} - \gamma\ \text{esgoto}}{\gamma\ \text{esgoto}} \quad \text{(aceleração aparente da gravidade)}$$

Os três últimos autores citados não apresentam qualquer expressão de cálculo da diluição inicial, mas apenas uns gráficos de eixos logarítmos, onde relacionam S_o com $\frac{Y}{D}$ e com F.

Se a zona onde descarrega o exutor estiver sujeita a fortes correntes, os valores de S_o dados pelos gráficos podem ser muito inferiores aos que na realidade se verificam; nestes casos o valor médio de S_o deverá ser determinado por: [14]

$$S_o = \frac{U \times b \times h}{Q}$$

onde:

U — velocidade da corrente (m/s);
b — largura da mancha de esgoto no topo do jacto, medida segundo a perpendicular à direcção de U (m);
h — altura da mancha do esgoto, na origem (m);
Q — caudal de esgoto (m^3/s).

Para além das expressões indicadas, outros autores têm proposto várias fórmulas para o cálculo da diluição inicial.

Assim Conway, Pomeroy e Cooley e Harris apresentam as seguintes:

$$S_o = \frac{Y^2}{Q} \quad \text{(Conway)}$$

$$S_o = Y \quad \text{(Pomeroy)}$$

$$S_o = \frac{Y}{3\ D} \quad \text{(Cooley e Harris)}$$

onde:

S_o — diluição inicial;
Y — profundidade, em relação ao nível do mar, a que se encontra a saída do esgoto, em pés;
Q — caudal do jacto, em galões/min;
D — diâmetro do orifício de saída, em pés.

Ter-se-á em atenção, em cálculos posteriores, cada uma das expressões indicadas.

* * *

A partir do topo do jacto a mancha de esgoto formada terá tendência a deslocar-se de acordo com a velocidade de transporte de massa líquida dominante (no caso de ausência total de transporte de massa, a mancha progrediria igualmente segundo todos os raios passando pelo topo do jacto). Como consequência, em pontos afastados do topo do jacto a diluição irá aumentando.

Rawn e Palmer, [13,1,10] bem como Conway [1,10] por um lado e Pomeroy, por outro, apresentam expressões, de carácter mais ou menos empírico, que permitem o cálculo da diluição sequente em função da diluição inicial. Todavia, apenas se fará referência e, como consequência, apenas se aplicará, a fórmula indicada por Brooks [1,10,5], dado que ela foi desenvolvida com bases teóricas e experimentais que oferecem bastante confiança se bem que com a admissão de certas condições simplificadoras.

Com referência à Fig. 3, partindo da lei da difusão linear, a qual traduz que a passagem ou

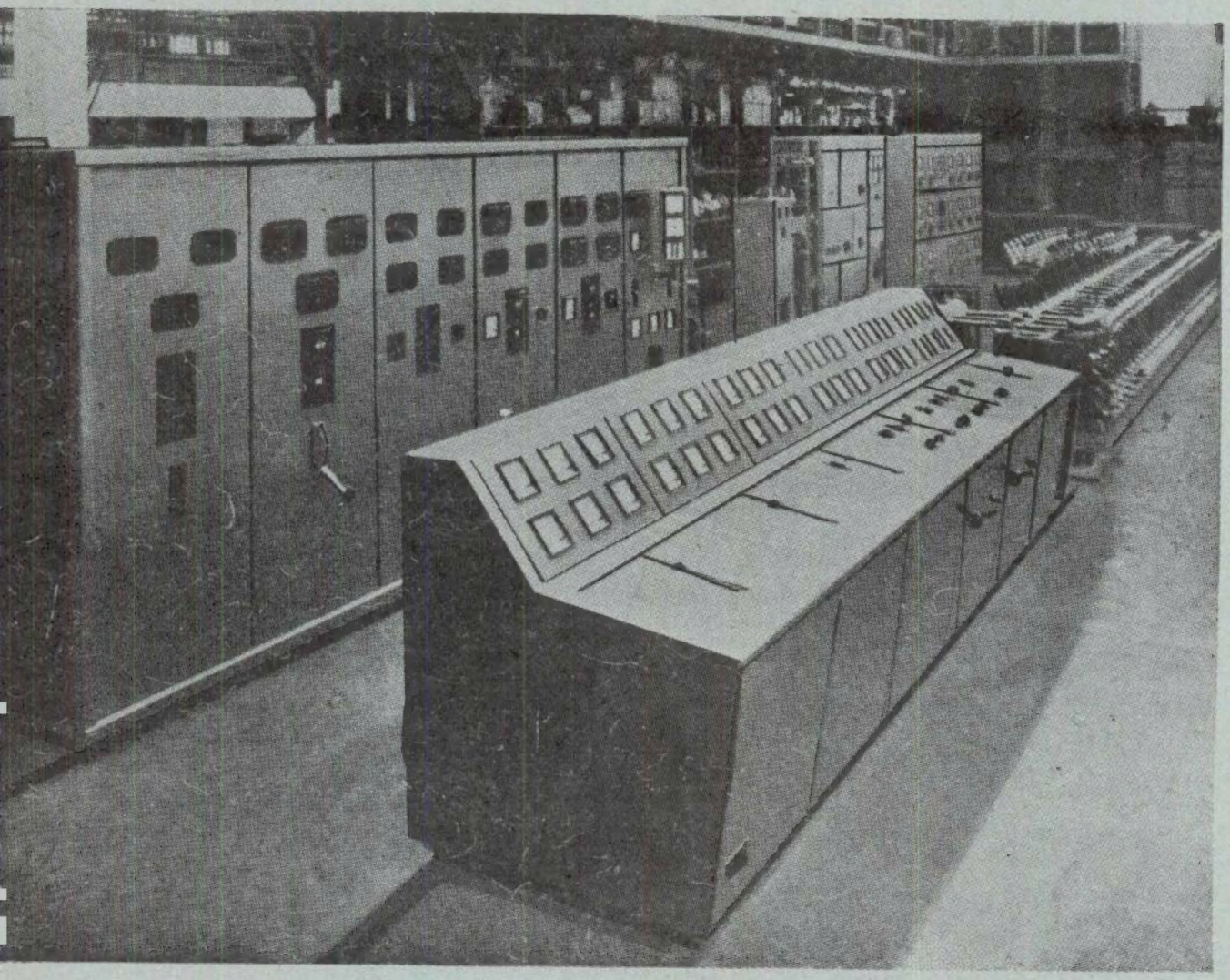
JAYME DA COSTA, L^DA

MECÂNICA E ELECTRICIDADE EM TODAS AS APLICAÇÕES

PORTO
Praça da Batalha, 12
Telef. 2 28 12 (PPC)

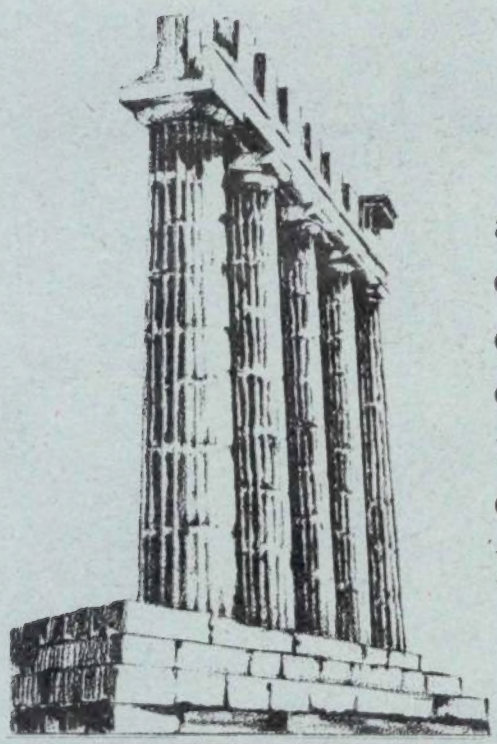
LISBOA
Rua dos Correeiros, 14
Telef. 32 70 35 (PPC)

LUANDA
Cx. Postal 5174
Telef. 4743



Material fabricado nas nossas oficinas, pronto para expedição

- Fabricação de aparelhagem eléctrica de alta e baixa tensão
- Equipamentos electromecânicos completos para centrais e fábricas
- Postos de transformação tipo monobloco
- Quadros blindados, capsulados e em armário
- Armaduras de iluminação de todos os tipos
- Contadores eléctricos e instrumentos de medida
- Telemedida e telecomando
- Instalações elevatórias de água
- Instalações de saneamento e esgotos
- Ferramentas de corte
- Motores Diesel industriais e marítimos
- Fogões eléctricos
- Frigoríficos
- Ventilação e condicionamento de ar
- Aparelhagem de Raios X e electromedicina



a
cada
civilização
o
testemunho
do seu
prestígio

McIntosh

**ponto
mundial
de
referência
em
Alta
Fidelidade**

JORGE GONÇALVES
Av. 5 de Outubro, 53-1.º · Lisboa-1

o fluxo do esgoto diluido através da área unitária, perpendicular a x, no tempo unitário, é igual a $-\varepsilon \frac{\partial c}{\partial x}$, onde ε significa o coeficiente de difusão e $\frac{\partial c}{\partial x}$ a variação de concentração do esgoto segundo x, Brooks admitiu em seguida as

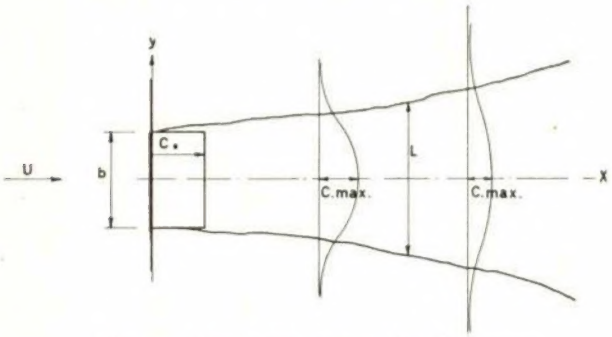


Fig. 3 — Formação da mancha de esgoto à superfície (Brooks)

seguintes hipóteses, verificadas experimentalmente no mar dentro da precisão das medidas:

— ε é função de L ($\varepsilon = \alpha L^{4/3}$, com $\alpha = 0{,}01$ em unidades c.g.s. segundo Pearson);
— L é função exclusivamente de x;
— a diluição segundo o eixo vertical ao plano (x, y) é desprezável;
— o caudal de esgoto é constante.

Em continuação Brooks deduz:

$$C_{máx\,x,o} = C_o \operatorname{erf} \sqrt{\frac{\frac{2}{3}}{\left(1 + \frac{2}{3}\beta \frac{x}{d}\right)^3 - 1}}$$

onde:

$C_{máx\,x,o}$ — concentração máxima à distância x do topo do jacto (origem);
C_o — concentração no topo do jacto (concentração inicial);
erf — abreviatura, na literatura inglesa, de *standard error function*, representa a área, entre $-\chi$ e $+\chi$, da curva normal de Gauss relativa à variável χ, designando-se por χ, e por simplicidade, o valor da raiz que figura na expressão;

$$\beta = \frac{12\,\varepsilon_o}{U\,b};$$

$$\varepsilon_o = \alpha\, b^{4/3};$$

b — largura inicial da mancha de esgoto, numa direcção perpendicular a U;
U — velocidade de transporte da massa líquida.

Deste modo, se, por exemplo, for 1 500 000 *B. coli*/ml a concentração bacteriológica no esgoto bruto e $S_o = 100$, a concentração inicial, no topo do jacto, será $C_o = 15\,000$ *B. coli*/ml; e sabidos b e U, a expressão anterior permitirá o cálculo da concentração máxima $C_{máx\,x,o}$ a uma distância x da origem, devida exclusivamente à diluição do esgoto.

De notar que num plano perpendicular ao eixo dos xx a concentração apresenta valores cada vez mais pequenos nas proximidades dos limites da mancha do esgoto.

Teòricamente, a distribuição da concentração, nesse plano genérico, segue a lei de Gauss.

Consequentemente, a relação entre o valor genérico $C_{x,y}$ desse plano e o valor $C_{x,o}$, no eixo dos xx, é da forma: [16]

$$\frac{C_{x\,y}}{C_{x,o}} = e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y}{\sigma}\right)^2}$$

onde σ representa o desvio-padrão da lei de Gauss.

O seu valor é:

$$\sigma = \frac{L}{2\sqrt{3}}$$

Tabelas existentes [16] permitem a determinação da relação $\frac{C_{x,y}}{C_{x,o}}$ a partir de $\frac{y}{\sigma}$.

Como se vê, portanto, a expressão de Brooks conduz ao cálculo directo do valor da concentração ao longo do eixo dos xx; sabidos estes vários valores, poder-se-ão determinar os valores da concentração em qualquer ponto x,y da mancha de esgoto, pela aplicação da lei de Gauss.

Evidentemente, será sempre, nesta aplicação, $y \leqslant \frac{1}{2}$ em cada plano perpendicular ao eixo dos xx.

O que fica exposto até aqui refere-se à determinação dos valores da concentração em cada ponto da mancha do esgoto; porém, outro aspecto da análise de Brook que interessa focar, diz respeito ao cálculo da largura da mancha de esgoto ao longo do eixo dos xx, isto é, da função L = L (x).

Brooks deduz para essa função a seguinte forma:

$$\frac{L}{b} = \left(1 + \frac{2}{3}\,\beta\,\frac{x}{b}\right)^{3/2}$$

na qual já são conhecidos os significados dos vários parâmetros, dispensando-se neste lugar a sua demonstração.

b) *Factor sedimentação. Factor mortalidade*

Gunnerson, na obra já citada, relata os resultados de interessantes investigações que realizou nas zonas do mar envolvendo as saídas de exutores que debitavam quer esgoto simplesmente decantado como esgoto decantado ou sujeito a cloração e ainda esgoto prèviamente tratado por lamas activadas.

Para esgoto simplesmente decantado, e lançado por diferentes exutores em diferentes zonas, determinou os valores respectivos de t_{90} (devidos simultâneamente à diluição, sedimentação e mortalidade), os quais se escalonavam entre 1,4 e 4 horas. Designadamente, na comparação de dois casos distintos, um estudo mais pormenorizado indicou:

	t_{90_m}	t_{90_d}	t_{90_s}	t_{90}
— esgoto decantado	17,8 h	20,0 h	5,3 h	3,4 h
— esgoto de lamas activadas	17,8 h	20,0 h	21,0 h	6,5 h

Estes resultados põem em evidência o seguinte: enquanto os tempos necessários para reduzir de 90 % a concentração bacteriológica por efeito ou da mortalidade ou da diluição são os mesmos nos dois casos, o tempo correspondente ao efeito de sedimentação é muito mais pequeno no esgoto simplesmente decantado. Aliás é esta uma conclusão absolutamente lógica.

Se nos valores atrás transcritos se combinarem os efeitos de t_{90_m} e t_{90_s} ter-se-á:

$$\frac{1}{t_{90_{m+s}}} = \frac{1}{t_{90_m}} + \frac{1}{t_{90_s}}$$

donde, por substituição:

$t_{90m+s} \cong 4$ horas no esgoto decantado.

$t_{90m+s} \cong 10$ horas no esgoto de lamas activadas.

3.4 — *Redução da concentração bacteriológica. Fórmulas de cálculo*

Tanto Conway como Pomeroy apresentam fórmulas de cálculo da redução da concentração bacteriológica por efeito combinado da diluição, sedimentação e mortalidade. Não foram seguidas no trabalho a que se refere este artigo dado que se considerou a de Brooks de formulação mais adequada à realidade. Quanto a Rawn e Palmer, na sua já indicada obra, limitam-se a afirmar que os teores de concentração bacteriológica admissíveis para zonas de banhos serão atingidos logo que a diluição do esgoto iguale 225. Esta indicação é manifestamente insuficiente e a prática não a tem demonstrado.

A expressão de Brooks referida atrás permite, como se disse, o cálculo da redução da concentração bacteriológica por efeito exclusivo da diluição. Todavia, Brooks formulou uma outra hipótese, a acrescentar às citadas, e que foi a de supor que a redução da concentração bacteriológica por efeito combinado da mortalidade e sedimentação é proporcional à concentração $(-k'\,c)$. Daí a expressão mais geral de Brook, que se escreve:

$$C_{máx_{x,o}} = C_o\, e^{-k't}\, \mathrm{erf}\sqrt{\frac{\frac{3}{2}}{\left(1 + \frac{2}{3}\,\beta\,\frac{x}{b}\right)^3 - 1}}$$

na qual $t = x/U$ e $k' = k/\log e$, dado que:

$$e^{-k't} = 10^{-kt}$$

O valor de k a tomar para a determinação de k' é, como já ficou dito:

$$k = \frac{1}{t_{90}}$$

sendo, todavia, neste caso, t_{90} o tempo, em horas, necessário para reduzir de 90 % a concentração bacteriológica por efeito combinado da mortalidade e da sedimentação.

Os valores de t_{90} que se tomaram na aplicação da expressão de Brooks ao exutor de Luanda estudado, foram fixados por comparação com valores admitidos nos cálculos de outros exutores e com valores medidos nas zonas que circundam exutores já construídos, referido na literatura consultada. Como se viu, o facto do esgoto a lançar